por ser

817,2 calorias o calor necessário à obtenção de 1 k de vapor a 70 k e 505° de sobreaquecimento.

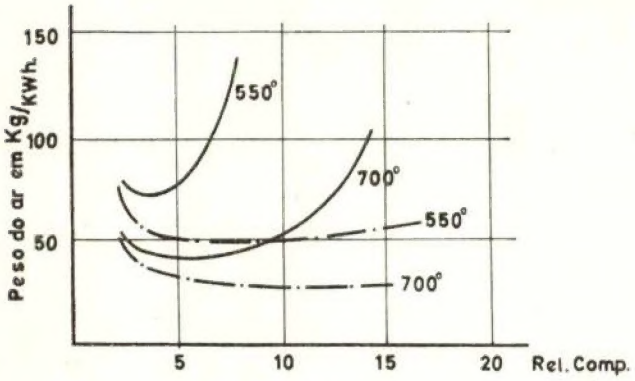


Fig. 42

—.— Ciclo comp. Isot.
——— » » Adiab.
Rend. Turb. 0.35
Comp. 0.72
Alt. 0.97

O consumo próprio do ciclo gás obtém-se do rendimento do ciclo que a esta temperatura e grau de compressão é de 18,75 % e do rendimento do gerador eléctrico que computamos em em 0,97. Vem portanto um consumo em calorias por kW/hora

$$\frac{860}{0{,}1875 \times 0{,}97} = 4730 \text{ k . cal}$$

A potência total obtida será portanto

Turbina a gás	1 kWh
» a vapor	3,835 kWh

O consumo em calorias será portanto

Turbina a gás	4.730 k cal
Para obtenção do vapor . .	6.660
Total . . .	11.390

Consumo por kW hora produzido

$$\frac{11.390}{4{,}835} = 2.357 \text{ k cal/kW hora}$$

rendimento térmico

$$\frac{860}{2.357} = 0{,}365$$

Foi com estes valores que foram obtidos os dados do gráfico n.° 41 que justificam o interesse nos grupos mistos gás e vapor que têm como única dificuldade a combustão sobre pressão que implica câmaras de combustão metálicas resistentes à pressão como as empregadas nas caldeiras Velox.

Actualmente já se fabricam turbinas a gás para 22.000 kW em que a turbina vai ter o o rotor e o estator refrigerados por ar sob pressão.

* * *

Uma outra aplicação das turbinas a gás é na actuação dos turbo-compressores de alto forno.

O gás do alto forno é comprimido a 2,450 k/cm². Um outro compressor comprime o ar necessário a combustão do gás do alto forno e o ar necessário ao alto forno.

É este o fluido que vai accionar a turbina a gás que dá a energia necessária.

Sobrealimentação dos motores — É este um dos grandes empregos da turbina a gás em que uma turbina em geral só duma roda de pás fornece energia aproveitando os gases de escape para

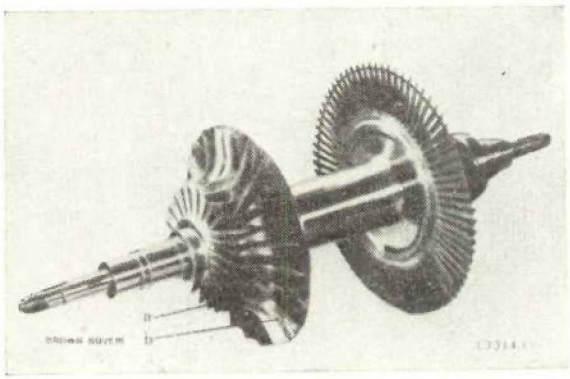


Fig. 43

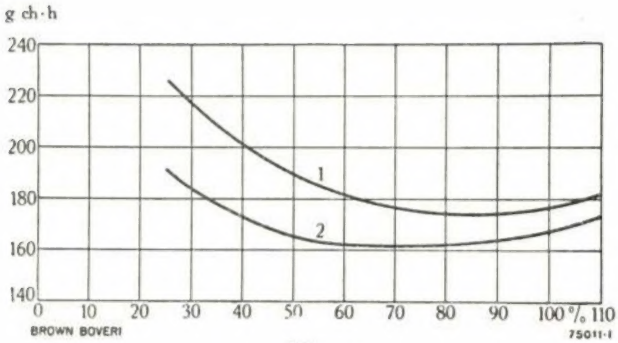


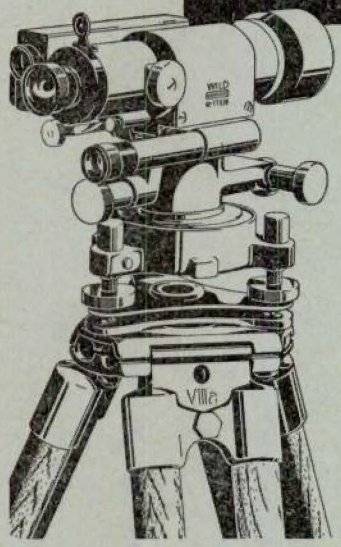
Fig. 44

comprimir o ar necessário ao motor que enche assim o cilindro com maior número de kilos de ar permitindo maior injecção e portanto pressão média maior. A fig. 44 mostra o consumo em g por cavalo do motor sem tubo compressor de alimentação e com incorporação deste órgão.

Ficou assim dada uma ideia sumária da turbina a gás do motor de jacto e das aplicações industriais nos últimos anos.

WILD
HEERBRUGG

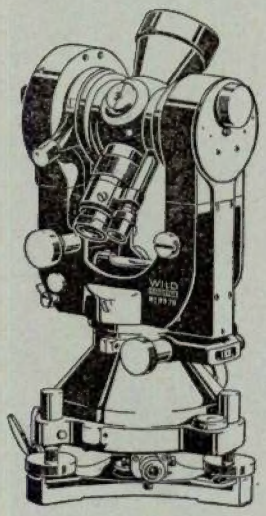
a marca suíça
de fama mundial



Nível Wild NK 2

NÍVEIS E TEODOLITOS

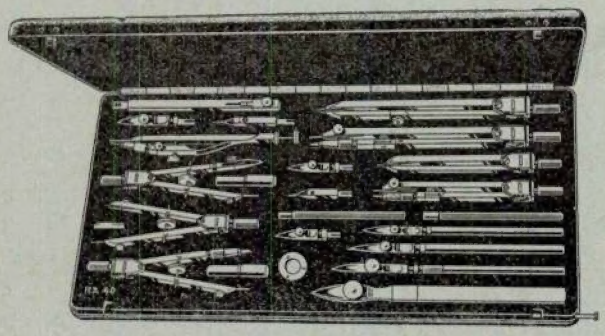
de construção moderna
para todos os fins



Teodolito Universal
Wild T 2

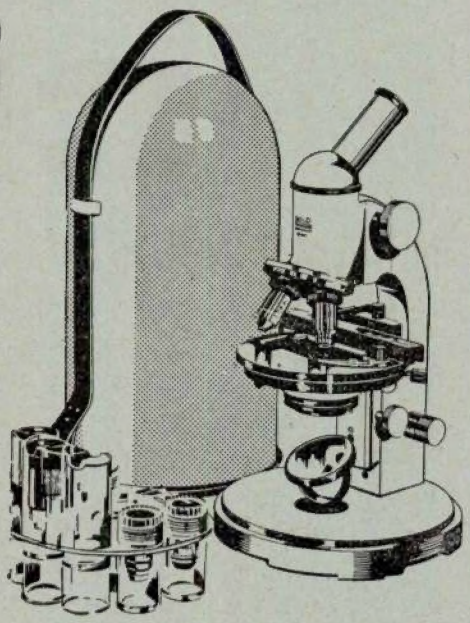
MICROSCÓPIOS WILD HEERBRUGG

com equipamentos para todos
os trabalhos de microscopia



Estojo Wild Rz 40

Estojos de desenho **Wild**
Únicos de aço crómio inoxidável



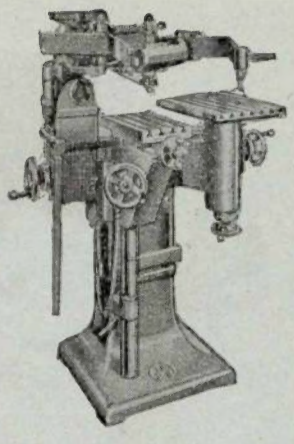
Microscópio Wild M 11,
em estojo metálico portátil

REPRESENTANTES EXCLUSIVOS

WILD PORTUGAL, LDA.

PRAÇA DAS ÁGUAS LIVRES, 8, S/L 6
LISBOA-2 — TELEF. 68 11 27

Pantógrafos «Alexander» tri-dimensionais

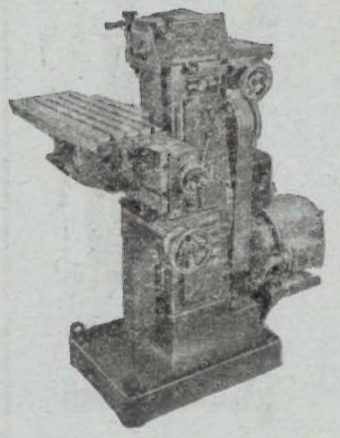


Máquinas de copiar, por meio de pantógrafo, tri-dimensionais, usadas em quase todos os ramos da indústria de engenharia, para a produção de formas de formato irregular, moldes e cunhos.

O pantógrafo, regulado òpticamente, assegura o máximo de perfeição e detalhe na reprodução.

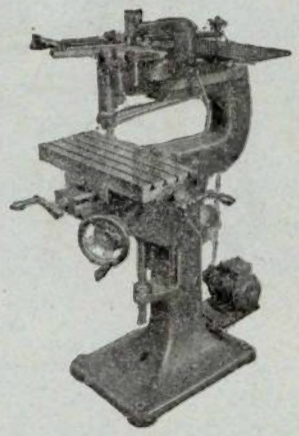
A árvore, regulada dinâmicamente, reduz ao mínimo e, muitas vezes, elimina a necessidade de se terminar, manualmente, qualquer trabalho.

Fresadoras «Alexander» para a preparação de ferramentas



São máquinas destinadas à fresagem de todas as ferramentas — as máquinas ideais para longos periodos de produção. Equipadas com uma série de dispositivos de alta concepção, permitem efectuar, pràticamente, todas as operações necessárias para fabricação de ferramentas, calibradores, peças acessórias, instrumentos para medidas de precisão, moldes, buris e ferramentas para cunhagem.

Gravadoras «Alexander»



A gravura mostra uma das séries de máquinas gravadoras «Alexander» bi-dimensionais. O modo de trabalhar com estas máquinas é tão simples, que até um operador inexperiente poderá conseguir com elas trabalho de alta qualidade, a grande velocidade.

Trabalhando a partir de moldes ampliados ou da mesa de copiar, poderão gravar-se letras e desenhos sobre muitos materiais.

Poderá também ser efectuada a perfilação de pequenas peças e a fabricação de cunhos, fresas e buris.

Utilizando guias de perfilação e dispositivos giratórios para gravar, poderá fazer-se também a gravação de letras e desenhos em superfícies côncavas e convexas.

Distribuidores para Portugal

CRUZ & CRUZ, L.DA

Rua da Conceição, 21
PORTO — PORTUGAL

CIMA

COMPANHIA INDUSTRIAL DE MADEIRAS AFRICANAS, S.A.R.L.

contraplacados decorativos
contraplacados especiais
placas de revestimento
placas lameladas
folheados de fantasia
madeiras exóticas secas

FÁBRICA EM ALHANDRA (SAPAL) TEL. 05 02 02 • 05 02 03 • 05 02 66
SEDE EM LISBOA — R. DAS JANELAS VERDES, 3 — TEL. 66 01 76 (PABX) — TELEG. CIMAFRICA
DELEGAÇÃO EM AFRICA — CAIXA POSTAL 135 — CABINDA

SEMPRE CRIANDO DA MADEIRA MELHOR BELEZA

C. D. U. 627 823

Contribuição ao estudo dos deslocamentos irreversíveis na observação de barragens de betão

POR ARMANDO N. P. CAMEIRA
Eng.º Civil (I. S. T.)

O conhecimento das deformações permanentes das grandes estruturas é importante no contrôle de segurança, principalmente no início de vida da Obra. Interessa pois, conhecer a sua evolução e as causas responsáveis por elas, no aspecto quantitativo, recorrendo a métodos de «interpretação».

No presente trabalho, abordam-se as causas que podem provocar a existência de deslocamentos deste tipo e portanto as variáveis que devem figurar no sistema de equações de interpretação.

Na parte final, apresenta-se um método gráfico que permite traçar com aproximação uma curva de deslocamentos permanentes ao longo do tempo, correspondente a um dado ponto de uma barragem.

1 — Introdução

Os planos de electrificação do país conduziram nos últimos anos à construção de grandes barragens de betão. Dez das mais importantes foram construídas nos últimos doze anos: Castelo do Bode, Cabril e Bouçã no aproveitamento do rio Zêzere, Venda Nova, Salamonde e Caniçada no rio Cávado, Pracana no rio Ocrêza, Picote e Miranda no Douro-Internacional e a barragem da Bravura [a] na ribeira de Odeàxere (Algarve).

Estas obras requerem logo após a construção um contrôle adequado, pois não só está em causa o prejuízo causado pela ruína, mas principalmente a vida das populações que se encontram a jusante. Tal facto recomenda que se efectue uma vigilância estreita através de observações sistemáticas, que revelem as várias fases do seu comportamento. Convém que os intervalos de observação sejam tão curtos quanto possível, a fim-de se poderem estabelecer relações entre as alterações sucessivas de posição ou de estrutura interna e as causas que as provocam.

Conhecer o comportamento de uma barragem em vários estados de carga, ao longo do tempo, através da medição de deformações em pontos determinados, constitui também um meio de obter elementos que a serem confrontados com os do cálculo podem conduzir ao aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento.

A observação de barragens no nosso país tem sido levada a cabo pelo LNEC em colaboração com as empresas hidroeléctricas.

O método considerado mais seguro [1] para controlar a segurança de uma barragem, consiste na medição regular de deslocamentos absolutos e relativos de pontos sobre o paramento de jusante ou no interior (pêndulos em poços). Os primeiros dão os movimentos do conjunto barragem-fundação, enquanto os segundos dão em geral deslocamentos de pontos da barragem em relação à base. Este sistema de observação, é normalmente acompanhado da medição de movimentos de juntas radiais entre blocos, efectuada por intermédio de medidores de juntas ou de bases de elongâmetro [2] ou ainda, pela medição de extensões em pontos característicos da barragem [3] efectuada com extensómetros embebidos na massa do betão, além da medição de outras grandezas tais como temperaturas, humidades, subpressões, rotações, etc.

2 — Análise quantitativa — Parâmetros — O termo responsável pela irreversibilidade

A análise do comportamento de uma barragem, efectua-se pela comparação dos valores

(a) Destinada a obras de rega.

das grandezas [b], medidos em pontos escolhidos, com as causas que os provocam. Quando se estabelecem relações gráficas ou analíticas de interdependência entre eles, os métodos de análise denominam-se de interpretação quantitativa.

Em qualquer processo de interpretação quantitativa, interessa avaliar os deslocamentos anelásticos da estrutura, principalmente no período da primeira carga e nos dois ou três anos imediatos, a fim de se acompanhar o seu «processus» de estabilização.

Nos sistemas de equações, estes deslocamentos têm sido considerados pela inclusão de um termo cuja variável é o tempo, [1] [4] [5] como se verá adiante.

Um sistema de equações de interpretação, tem como termo independente, em cada equação, (a qual corresponde a uma determinada data) o valor da grandeza em estudo, medido nessa data. Os restantes termos funcionais são formados por parâmetros associados a coeficientes de influência. Estes coeficientes de influência, constituem as incógnitas.

Se forem $\delta_1, \delta_2, \delta_3 \ldots \delta_n$ as medições da grandeza em estudo, nas épocas $e_1, e_2, e_3 \ldots e_n$, referidas a uma data remota anterior ou coincidente com e_1, $\tau_1, \tau_2, \tau_3 \ldots \tau_l, \mu_1, \mu_2, \mu_3 \ldots \mu_m$, os parâmetros escolhidos, [c] como responsáveis por essas medições e $a_1, a_2, a_3 \ldots a_l, b_1, b_2, b_3 \ldots b_m$ os coeficientes de influência daqueles parâmetros, o sistema tomará a forma:

$$\delta_1 = a_1 \tau_1' + a_2 \tau_2' + \ldots\ldots a_l \tau_l' + b_1 \mu_1' + b_2 \mu_2' + \ldots\ldots b_m \mu_m' \quad (e_1)$$
$$\delta_2 = a_1 \tau_1'' + a_2 \tau_2'' + \ldots\ldots a_l \tau_l'' + b_1 \mu_1'' + b_2 \mu_2'' + \ldots\ldots b_m \mu_m'' \quad (e_2)$$
$$\delta_3 = a_1 \tau_1''' + a_2 \tau_2''' + \ldots\ldots a_l \tau_l''' + b_1 \mu_1''' + b_2 \mu_2''' + \ldots\ldots b_m \mu_m''' \quad (e_3)$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\delta_n = a_1 \tau_1^n + a_2 \tau_2^n + \ldots\ldots a_l \tau_l^n + b_1 \mu_1^n + b_2 \mu_2^n + \ldots\ldots b_m \mu_m^n \quad (e_n)$$

designando (') a ordem das datas em cada equação desde 1 a n e sendo $n \geqslant l + m$.

Nos métodos de interpretação quantitativa conhecidos [1] [4] [5] [6] [7] [8] [9] [10] os parâmetros considerados estão ligados ao estado térmico da estrutura, à pressão hidrostática e ao tempo (fig. 1) [d].

O rigor de um método de interpretação, depende sobretudo da escolha criteriosa dos parâmetros que influenciam a grandeza e do seu número. Convém, todavia, que este último seja reduzido ao mínimo a fim de o tornar simples e prático ainda que presentemente, com a ajuda de computadores electrónicos esteja facilitada a resolução de sistemas com grande número de equações e de incógnitas.

3 — Origens do fenómeno da irreversibilidade — Plasticidade e fluência do betão e da rocha de fundação

A existência de deformações permanentes, quer na barragem, quer nas fundações, tem sido constatada através dos resultados de observação sistemática dos protótipos. Este comportamento anelástico ocorre ao longo do tempo e observa-se ao medir as deformações resultantes das variações de temperatura e de pressão hidrostática.

As deformações permanentes têm em geral um desenvolvimento regressivo, isto é, diminuem ao longo do tempo até se anularem na altura da estabilização. A observação mostra que são importantes as que se verificam na zona das fundações enquanto tem lugar o primeiro enchimento.

Em matéria de deslocamentos permanentes

(b) As grandezas são em geral deslocamentos, extensões, tensões ou movimentos relativos de juntas entre blocos, temperaturas, humidades, etc.

(c) Designamos os parâmetros por letras distintas quando se referem a acções diferentes afectando o valor da grandeza. Assim, por exemplo, um deslocamento, é normalmente função das acções variações de pressão hidrostática e de temperatura, sendo porém cada qual representada por mais de um parâmetro,

(d) Suposemos os diagramas apresentados neste estudo, relativos ao fecho do arco do coroamento de barragens abóbada.

pode dizer-se que apresentam normalmente componentes dirigidas para jusante e para as margens, havendo porém, «comportamentos especiais» dependentes da forma da barragem, natureza do conjunto das fundações, forma do vale, etc.

Por exemplo, a barragem de Pieve de Cadore (5), por acção das cargas térmica e hidrostática, atingiu uma posição estável depois de diminuir a curvatura na parte média deslocando-se radialmente para jusante, enquanto os encontros se deslocaram para montante. Os movimentos tangenciais foram dirigidos para a margem direita. Um comportamento desta natureza não é concretamente justificado embora seja atribuído ao efeito arco, à rocha de fundação e à assimetria do vale que obrigou a fundações bastante mais profundas na margem direita.

Os deslocamentos geodésicos da barragem de Castelo do Bode (11) mostraram um movimento irreversível do conjunto da estrutura dirigido para a margem direita (1955). Tal facto atribui-se principalmente ao baixo módulo de elasticidade da rocha de fundação sob o encontro da margem direita relativamcnte ao da margem oposta. Os deslocamentos tiveram no entanto, carácter assintótico.

A origem dos deslocamentos permanentes nas

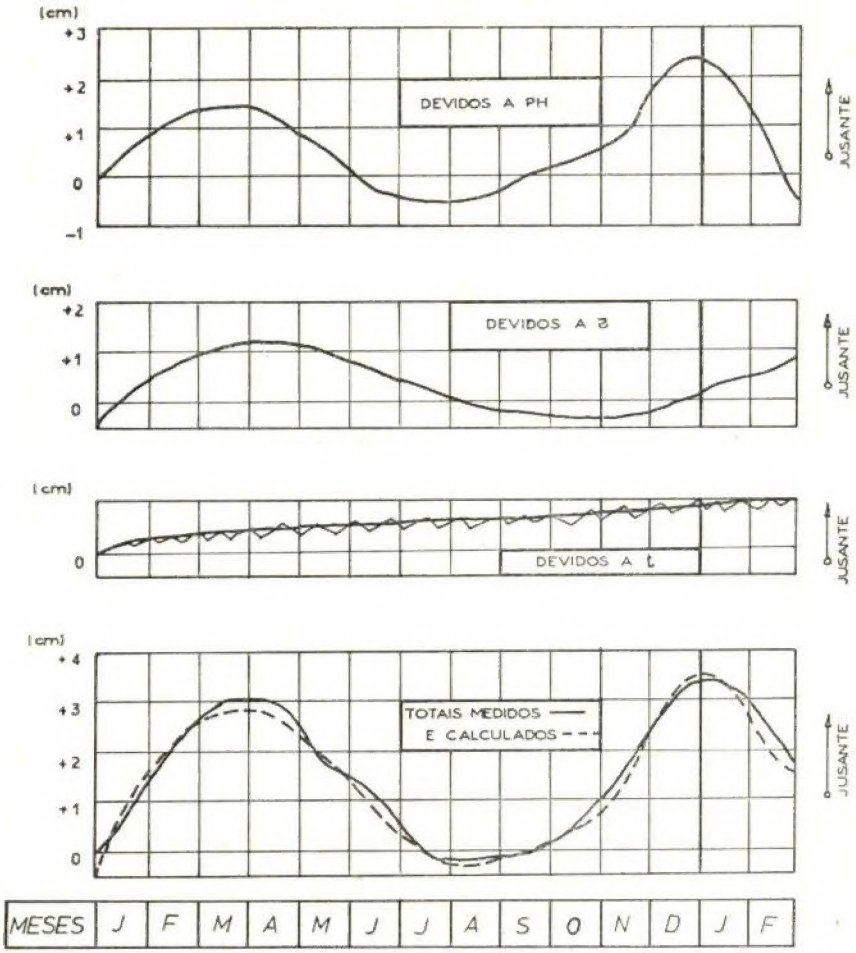


Fig. 1 — Gráfico tipo de deslocamentos parciais e totais verificados num ponto de uma barragem ao longo do tempo.

NOTAÇÕES

PH — Pressão hidrostática

z — Temperatura

t — Tempo (irreversíveis)

barragens está ligada à plasticidade e à fluência do betão e da rocha de fundação [e]. Interessa pois, estudar estas propriedades de modo que se possam estabelecer leis que as traduzam quantitativamente.

4 — Propriedades gerais dos betões — A importância da fluência nos deslocamentos permanentes — Algumas fórmulas da fluência em geral — Fluência dos betões.

O betão sofre modificações de estrutura interna desde a data da amassadura até alguns anos após. No curso dos primeiros dias, passa de uma pasta com carácter viscoso a um sólido consistente semelhante a uma rocha sedimentar. Ocorrem neste período a libertação do calor de hidratação, a intumescência, a evaporação da água de amassadura, a retracção e o endurecimento. Com o aumento de resistência ocorre o do módulo de elasticidade e com a actuação de cargas sucessivas ou contínuas a fluência.

R. E. Davis, Dutron e L'Hermite, entre outros, estudaram por via experimental algumas destas propriedades.

A retracção, a intumescência e particularmente a fluência são as que têm merecido maior atenção.

* * *

Ao estudar as deformações permanentes ligadas ao betão e à rocha de fundação, observa-se que têm interesse os fenómenos que se processam após o início das observações (normalmente enquanto se realiza o primeiro enchimento), e se prolongam alguns meses ou anos após. As deformações plástica e por fluência são as mais importantes, pois as restantes têm uma acção mais pronunciada enquanto o betão é jovém e a estrutura está apenas sujeita à acção do peso próprio e das variações de temperatura. A fluência tem uma importância maior quando a estrutura é carregada desde a primeira vez.

No que se refere à rocha de fundação, supõe-se que a uma deformação plástica originada pela primeira carga se sucedem também deformações por fluência. Admite-se assim, que haverá pontos onde a tensão de cedência é atingida ainda que para os materiais pétreos tal tensão seja mal definida.

* * *

Numerosas expressões têm sido empregadas para traduzir a evolução da fluência ao longo do tempo, havendo entre algumas certas analogias.

A Charles Mack se devem estudos sobre a fluência dos corpos em geral [13].

O mecanismo da deformação de um grande número de substâncias é representado pelo autor com o modelo de Burgers, indicado na fig. 2. *A* e *B* são molas perfeitamente elásticas e *C D* êmbolos porosos movendo-se num cilindro contendo um líquido viscoso.

Submetendo o modelo a uma tensão de tracção constante, a mola *A* sofre uma elongação instantânea. Em seguida, os êmbolos dos elementos *C* e *D* movem-se.

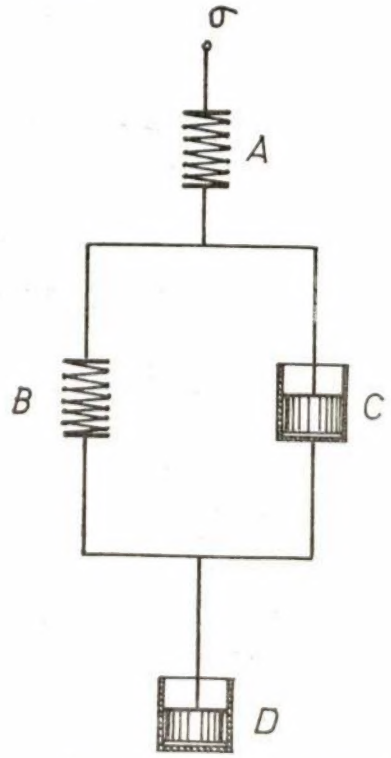


Fig. 2 — Esquema do modelo de Burgers

A deformação do elemento C arrasta uma igual da mola B, e retirada a tensão, o elemento A retoma a posição inicial. Este movimento corresponde a uma deformação elástica. O par BC atinge também a sua posição inicial mas, requer

(e) Supõe-se que a deformação plástica se dá uma vez ultrapassado o limite elástico do material enquanto a fluência se verifica pela aplicação da carga a longo prazo, podendo iniciar-se antes do limite elástico [12].

um certo tempo na recuperação e tal corresponde ao efeito elástico retardado. Finalmente, o elemento D altera a sua posição e a deformação é completamente plástica.

Naturalmente haverá corpos que correspondem só a um ou a alguns elementos do mecanismo.

A fluência está ligada às variações de estrutura interna e ela corresponde em deformação ao elemento D do modelo reológico de Burgers. A fluência introduz alteração na resistência dos corpos.

Analisemos agora a aplicação do conceito de fluência aos sistemas com trabalho de endurecimento (Work-hardening). O autor aplica-o também aos sistemas thixotrópicos (Work-softening (f).

A extensão plástica ε (fluência) está relacionada com a tensão aplicada σ, com a velocidade de deformação v $\left(v = \frac{d\varepsilon}{dt}\right)$ e com o tempo t.

Nos sistemas plásticos com trabalho de endurecimento, a tensão é uma função da extensão e da velocidade de deformação ou do tempo e da velocidade de deformação.

$$\sigma = \varphi\,(\varepsilon, v) \qquad (2)$$

onde as letras têm o significado já referido. Derivando (2) em ordem ao tempo obtém-se:

$$\frac{d\sigma}{dt} = \frac{\partial\sigma}{\partial\varepsilon} \times \frac{d\varepsilon}{dt} + \frac{\partial\sigma}{\partial v} \times \frac{dv}{dt} \qquad (3)$$

$\frac{\partial\sigma}{\partial\varepsilon}$ mede a variação de tensão com a extensão plástica a velocidade de deformação constante e pode ser comparado a um coeficiente de trabalho de endurecimento ψ. De uma forma similar $\frac{\partial\sigma}{\partial v}$ mede a variação de tensão com a velocidade de deformação a extensão constante e tem as dimensões de um coeficiente de plasticidade ϕ.

Se a deformação é realizada a tensão constante (caso da fluência) $\frac{d\sigma}{dt} = 0$ e a equação (3) transforma-se em

$$\psi\,\frac{d\varepsilon}{dt} + \phi\,\frac{dv}{dt} = 0$$

ou

$$\psi\,v = -\,\phi\,\frac{dv}{dt} \qquad (4)$$

O coeficiente $\phi = \frac{\partial\sigma}{\partial v}$ pode ser considerado como cociente de uma função de tensão $\varphi\,(\sigma)$ e da velocidade de deformação $v - \phi = \frac{\varphi\,(\sigma)}{v}$ —. Substituindo na equação (4) obtém-se:

$$-\,\frac{dv}{dt} = v^2\,\frac{\psi}{\varphi\,(\sigma)} \qquad (5)$$

ψ pode ser constante ou variável; se for considerado constante, o termo $\frac{\psi}{\varphi\,(\sigma)}$ também o será e pode fazer-se igual a $\frac{1}{k}$, sendo k constante. Integrando entre v e v_1 (v_1, velocidade de deformação obtida 1 segundo após a aplicação da carga) e t e $t_1 = 1$ seg, obtém-se:

$$v = \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{k}{t - 1 + \frac{k}{v_1}} \qquad (6)$$

Numa integração de (6) entre ε e 0 e t e $t_1 = 0$, obtém-se:

$$\int_0^{\varepsilon} d\varepsilon = \int_0^{t} \frac{k}{\left(t + \frac{k}{v_1}\right)}\,dt = k \log\left(t + \frac{k}{v_1}\right) \qquad (7)$$

No instante $t = 0$, $\varepsilon = 0$ e a expressão $k \log \frac{k}{v_1} = 0$ é sòmente satisfeita se $\frac{k}{v_1} = 1$; então tem-se:

$$\varepsilon = k \log\,(t + 1) \qquad (8)$$

Esta equação, onde ε representa a extensão de fluência (a tensão constante) traduz a linearidade desta com o logaritmo do tempo, desde que o factor de proporcionalidade k seja considerado cons-

(f) Independentemente de quaisquer outras definições de corpos designados por «Work-hardening» ou «Work-Softening», interessa distinguir que nos primeiros a fluên- produz um aumento de resistência à medida que diminui a velocidade de deformação, enquanto nos segundos, a resistência decresce com o aumento da velocidade de deformação. Nos primeiros, podemos pois, incluir o betão e grande parte das rochas.

tante. Em geral k depende da tensão σ e da sua variação com a extensão ε $\left(\frac{1}{k} = \frac{1}{\varphi(\sigma)} \times \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon}\right)$.

O coeficiente ψ avalia-se definindo ϕ e $\varphi(\sigma)$. Se for aplicada uma equação de relação entre extensão e velocidade de deformação do tipo $\frac{\sigma}{\sigma_0} = \left(\frac{v}{v_0}\right)^b$, onde σ_0 e v_0 são constantes com as dimensões de tensão e extensão, respectivamente, e b é uma constante sem dimensões,

$$\phi = \frac{\partial \sigma}{\partial v} = \frac{b\sigma}{v}$$

e a função de tensão será:

$$\varphi(\sigma) = b\sigma,$$

então, sendo $k = \frac{\varphi(\sigma)}{\psi}$ obtém-se

$$\psi = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = \frac{\varphi(\sigma)}{k} = \frac{b\sigma}{k} \qquad (9)$$

$$\phi = \frac{\partial \sigma}{\partial v} = \frac{b\sigma}{v} = \frac{b\sigma t}{k} \qquad (10)$$

pois que, sendo $k = v_1$, pela equação (6) se tem $v = \frac{k}{t}$. Estas relações dão um coeficiente de trabalho ψ que é constante a tensão constante e um coeficiente de plasticidade ϕ que cresce linearmente com o tempo. Substituindo ϕ e ψ pelos seus valores e k por vt na equação (3) obtém-se:

$$\frac{d\sigma}{dt} = \frac{b\,dt}{t} + \frac{b\,dv}{v} \qquad (11)$$

a qual integrada entre σ e σ_0, t, e t_0 e v e v_0 dá:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = \left(\frac{vt}{v_0 t_0}\right)^b \qquad (12)$$

A relação (12) mostra a ligação da fluência (extensões) com o tempo de endurecimento.

Partindo da equação (11) é possível encontrar uma outra relação ligando a tensão aplicada com a velocidade de deformação e o tempo de endurecimento. A equação (11) tem a seguinte forma geral:

$$\sigma = f(v, t) \qquad (13)$$

a qual diferenciada dá:

$$d\sigma = \frac{\partial \sigma}{\partial t} dt + \frac{\partial \sigma}{\partial v} dv \qquad (14)$$

ou por ser

$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \phi$ e sendo $\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \theta$ (θ coeficiente de tempo de endurecimento)

será:

$$d\sigma = \theta\, dt + \phi\, dv \qquad (15)$$

Sendo θ constante a tensão constante, pode escrever-se $\frac{\theta}{\varphi(\sigma)} = \frac{1}{\alpha}$ em que α é uma constante com as dimensões do tempo; fazendo ainda $\phi = \frac{\varphi(\sigma)}{v}$ resulta:

$$\frac{1}{\alpha} = -v^{-1}\frac{dv}{dt} \qquad (16)$$

Esta equação integrada entre v e v_1, t e $t_1 = 0$ dá:

$$v = \frac{d\varepsilon}{dt} = v_1 e^{-\frac{t}{\alpha}} \qquad (17)$$

integrando de novo entre ε e 0, t e 0 obtém-se (g):

$$\varepsilon = \alpha\, v_1 \left[1 - e^{-\frac{t}{\alpha}}\right] \qquad (18)$$

o termo αv_1 tem as dimensões da extensão ε e é o limite do valor de ε para o qual a fluência devida ao tempo de endurecimento se transforma em corrente plástica.

Sendo $\varphi(\sigma) = b\sigma$ e considerando que α é uma constante independente da tensão obtém-se a seguinte equação de ligação, da tensão, relação de extensão e tempo:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = \left(\frac{v}{v_0}\right)^b . e^{\left[\frac{b(t - t_0)}{\alpha}\right]} \qquad (19)$$

No quadro seguinte, apresentam-se expressões ligando aquelas grandezas entre si, considerando a extensão plástica correspondente ao elemento D do modelo de Burgers.

Extensões em função do Tempo a tensão constante [h]

Relações básicas da tensão em função das relações de extensão	Extensões em função do tempo a tensão c.te para o elemento D.
(1) $\frac{\sigma}{\sigma_0} = \frac{v}{v_0}$	$\varepsilon = c.^{te}\ t$
(2) $\frac{\sigma}{\sigma_0} = \left(\frac{v}{v_0}\right)^b$	$\varepsilon = c.^{te}\ t$
(3) $e^{\frac{\sigma-\sigma_0}{\sigma_0}} = \left(\frac{v}{v_0}\right)^b$	$\varepsilon = c.^{te}\ t$
(4) $\frac{\sigma}{\sigma_0} = \left(\frac{v\,t}{v_0 t_0}\right)^b$	$\varepsilon = c.^{te} \log (t+1)$
(7) $e^{\frac{\sigma-\sigma_0}{\sigma_0}} = \left(\frac{v}{v_0}\right)^b$	$\varepsilon = c.^{te}\left[1-e^{-\frac{t}{\alpha}}\right]$
(12) $\frac{\sigma}{\sigma_0} = \left(\frac{v}{v_0}\right)^b \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^m$	$\varepsilon = c.^{te}\ t^{\frac{b}{b+m}}$

São bastantes as relações extensão-tempo citadas por C. Mack. Uma delas devida a Mc. Vetty [i] refere-se aos corpos «Work hardening» como o aço, seus derivados e o cobre, sob tensão a elevadas temperaturas:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 - \frac{c}{\alpha} e^{-\alpha t} + v_0 t \qquad (20)$$

sendo ε a extensão total, ε_0 a extensão para a qual a relação de extensão se torna C.te, v_0 é uma c.te e t o tempo. C e α são também constantes dependendo do material e da temperatura. O termo exponencial representa a relação extensão-tempo durante a fluência. Esta equação, é do tipo da equação (7) do quadro substituindo α por $\frac{1}{\alpha}$ e fazendo $\varepsilon_0 = \frac{c}{\alpha}$ ($c\,\alpha = c.^{te}$).

(g) O autor designa o termo $e^{-\frac{t}{\alpha}}$ por $\exp\left(-\frac{t}{\alpha}\right)$. É fácil constatar que a base da exponencial é a base dos logarítmos adoptada pelo que empregamos a base dos logarítmos neperianos.

(h) Referimos apenas algumas relações do quadro apresentado pelo autor [13] que correspondem a expressões citadas.

(i) Obra citada em [13].

Pavimentos betuminosos contendo 80 % de areia, 10 % de terra siliciosa e 10 % de asfalto, ensaiados à temperatura ambiente, comportaram-se de acordo com o modelo de Burgers. A deformação do elemento D do mecanismo corresponde a uma relação do tipo (4) do quadro $-\frac{\sigma}{\sigma_0} = \left(\frac{v\,t}{v_0\,t_0}\right)^b$ — em que a extensão de fluência é uma relação linear do logaritmo do tempo. Os ensaios de compressão efectuados em cilindros contendo a mistura compactada mostraram que a deformação aumentava com a tensão de ensaio. [13]

Scott Blair e Coppen [j] sugeriram a seguinte equação para relacionar a extensão e o tempo de substâncias plásticas:

$$\psi = \frac{\sigma\, t^k}{\varepsilon} \qquad (21)$$

onde σ, ε e t têm o significado das expressões gerais [3]. K é uma constante sem dimensões e ψ uma constante que mede a «consistência» (firmness). Ambas as constantes são nalguns casos independentes da tensão aplicada. Noutros porém ψ varia com a tensão pelo que Nutting [k] propôs a seguinte equação:

$$\psi_\beta = \frac{\sigma^\beta\, t^k}{\varepsilon} \qquad (22)$$

Exprimindo a tensão em função da relação de extensão e da extensão, obtém-se:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = \left(\frac{v}{v_0}\right)^k \times \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^{1-k}$$

e

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = \left(\frac{v}{v_0}\right)^{\frac{k}{\beta}} \times \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^{\frac{1-k}{\beta}} \qquad (23)$$

A equação (23), corresponde na forma às equações (12) do quadro. Estas relações referem-se a uma série de corpos sem o efeito elástico retardado entre as quais a argila seca e molhada.

Finalmente, citamos a equação de Findly [l] para folhas de acetato celulósico e uma série de compostos fenólicos moldados:

(j) (k) (l) Obra citada em [13].

$$\varepsilon - \varepsilon_0 = m\,t^n \qquad (24)$$

em que ε_0 é a extensão para o tempo $t = 0$ e m e n são constantes. A constante m depende da tensão aplicada através de uma relação da forma:

$$m = C\,[e^{k\sigma} - 1] \qquad (25)$$

em que σ é a tensão.

A relação $v = \frac{d\varepsilon}{dt}$, será então:

$$v = C\,n\,t^{n-1}\,[e^{k\sigma} - 1] \qquad (26)$$

* * *

Fazem-se a seguir referências e apresentam-se algumas fórmulas sobre fluência de betões.

Notáveis estudos foram empreendidos por Davis há mais de 30 anos. (14) e (15)

Através deles, constatou-se que a fluência do betão simples, submetido a várias dezenas de $Kgcm^{-2}$, evoluia ainda dez anos após a carga. Cerca de 95 % tinha lugar nos cinco primeiros anos e 80 % durante o primeiro ano.

A série de ensaios inicial (14) forneceu informações sobre o quantitativo de fluência sob tensões de compressão, efeito da duração da carga, condições de humidade e temperatura de conservação, humidade contida no betão, características mineralógicas do agregado, idade e tempo de aplicação de carga, intensidade da carga aplicada e armaduras.

Posteriormente, uma série de ensaios foi levada a cabo (15) a fim de determinar o efeito da relação água-cimento $\left(\frac{A}{C}\right)$ e da finura e composição do cimento na fluência. Foram também apresentados resultados comparativos da fluência de betões submetidos a tensões axiais de tracção e de compressão e a momentos flectores constantes.

Na fig. 3 apresentam-se os resultados das investigações do betão sob a acção de cargas a longo prazo. (m)

A análise da mesma, revela que a fluência aumenta com a tensão aplicada. É ainda maior nos especímens carregados mais cedo.

No betão carregado aos 28 dias, à tensão de 21 $kgcm^{-2}$, a fluência parece terminar três a quatro anos após a carga. No betão carregado à

(m) Ensaios de fluência — especímens cilíndricos de 4 × 14"; agregado: granito 0 a 1 ½"; módulo de finura = 5,03, cimento portland normal; relação agregado-cimento = 5,05; relação água-cimento em peso = 0,69; «quebra» 3". Temperatura na cura 21°C até ao tempo de carga. Tensão aplicada, de compressão. Conservação durante a carga, no ar a 21°C e 70 % de humidade relativa.

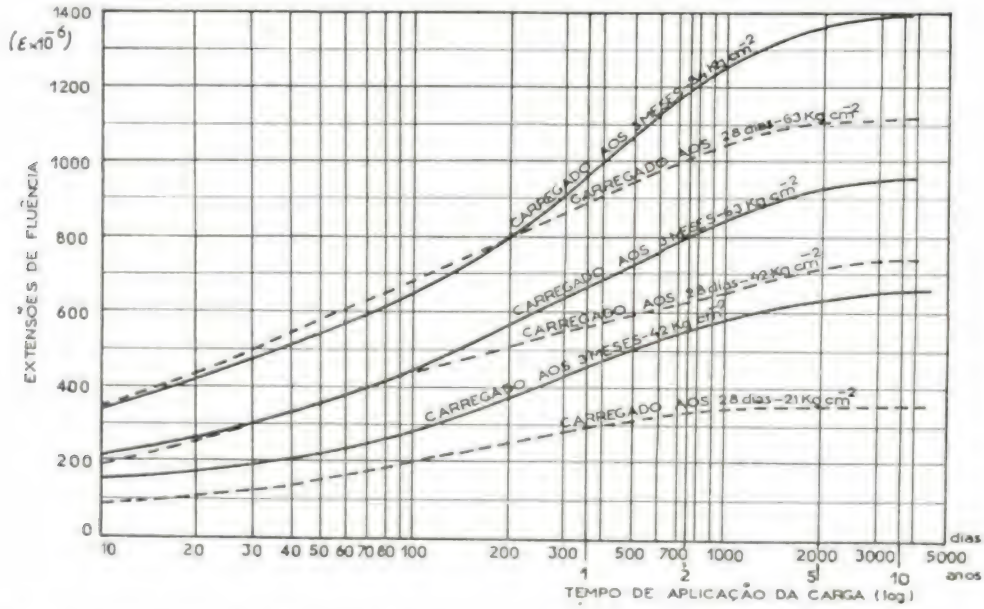


Fig. 3 — Extensões de fluência de provetes em função da idade de aplicação da carga e da tensão aplicada (m).

mesma idade mas a uma tensão de 63 $kgcm^{-2}$ a fluência atingiu o máximo valor dez anos após a carga. Cerca de 80 % teve lugar no primeiro ano e 97 % nos cinco primeiros anos.

O efeito da relação água-cimento na fluência é marcado — a taxa de fluência aumenta com o seu valor. Em dois betões fabricados com iguais cimentos e inerte (relação agregado-cimento = 5,50) carregados aos 28 dias, a variação da relação $\frac{A}{C}$ de 0,62 para 0,69 produziu um acréscimo de fluência de cerca de 50 %. (n)

Em betões possuindo a mesma relação água-cimento, as misturas mais ricas (menor relação agregado-cimento) mostraram maior fluência.

A fig. 4, mostra os resultados dos ensaios de fluência de cilindros de betão submetidos a tensões axiais de tracção e de compressão (o).

A taxa de fluência em tracção foi bastante maior que a taxa de fluência em compressão, no período de 2 a 3 semanas após a aplicação da carga. Porém, para além deste período, a taxa de fluência em compressão passou a ser maior.

Ensaios de carga rápida, efectuados em especimens conservados nas mesmas condições mostraram a mesma tendência — deformações unitárias de tracção maiores do que deformações unitárias de compressão para a mesma unidade de tensão.

Nos ensaios de flexão (p) a fluência das fibras em tracção foi maior do que a fluência das fibras em compressão. O momento flector constante foi aplicado a vigas conservadas em ambiente húmido. A extensão das fibras foi medida desde a superfície central aos bordos. As conclusões são idênticas às obtidas nos ensaios de tracção e compressão axiais.

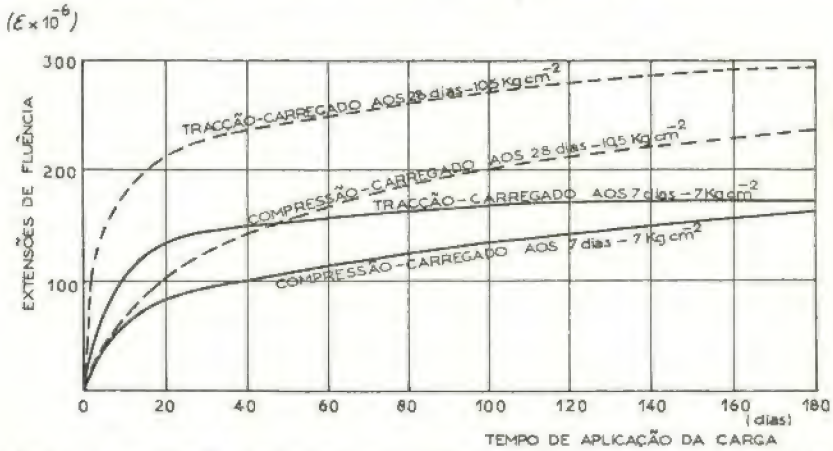


Fig. 4 — Extensões de fluência, de provetes sob tensões axiais de tracção e de compressão

Em vigas semelhantes, umas conservadas no ar seco, e outras no ar húmido, carregadas aos 28 dias, observou-se que aos 40 dias de idade, a fluência nas primeiras foi maior três vezes em compressão e dez vezes em tracção nas fibras extremas dos especímens.

* * *

As expressões mais correntes para representar a fluência do betão, são do tipo exponencial

---

(n) — Ensaios de fluência — Especímens cilíndricos de 4 × 18"; agregado, gravilha o a 3/4"; módulo de finura = 4,94; cimento portland normal; relações agregado-cimento, 4,25, 5,50 e 6,75 (em peso); relações água cimento 0,62, 0,69 e 0,80 (em peso). Consistência variável; temperatura na cura, 21°C; carga aos 28 dias; tensão de compressão de 56 $kgcm^{-2}$.

Conservação durante a carga a 21°C e 50 % de humidade relativa.

(o) — Ensaios de fluência — Especímens cilíndricos de 6 × 12", tensão de compressão; especímens cilíndricos de 6 × 33", tensão de tracção. Conservação: em camisas de cobre isoladas; agregado, gravilha de 3/4". Módulo de finura 4,57.

Cimento portland normal. Relação agregado-cimento = 6,0 (em peso). Relação água-cimento = 0,63 (em peso). Conservação no período de ensaio 80°F; tensões aplicadas, as indicadas; cura em ambiente de nevoeiro a 21°C até ao tempo de carga, conservação durante a carga 21°C e 50 % de humidade relativa.

(p) — Ensaios de fluência — Vigas de betão simples de 4 × 6 × 72", agregado, gravilha o a 3/4"; módulo de finura = 4,71; cimento portland normal. Relação agregado-cimento = 6,00 (em peso); Relação água-cimento = 0,60 (em peso), cura no ar a 50 % de humidade e 21°C e depois dos 28 dias a 100 % de humidade relativa e 21°C.

Vigas conservadas em meio seco (nevoeiro) a 21°C.

podendo considerar-se como mais geral uma das devidas a L'Hermite. (16)

$$\varepsilon = \varepsilon_m \left[1 - e^{-k_1 \log \frac{a+t}{a} - k_2 t} \right] \qquad (27)$$

onde as letras têm o significado:

ε — deformação por fluência no instante t da carga
ε_m — deformação limite por fluência
t — o tempo
a — idade de aplicação da carga
k_1 e k_2 — constantes materiais.

A expressão (27), obtém-se partindo da fórmula diferencial que traduz o carácter visco-elástico das deformações por fluência:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = k\,(\varepsilon_m - \varepsilon) \qquad (28)$$

fazendo $k = \frac{k_1}{a+t} + k_2$ e integrando-a entre limites indefinidos.

A expessão (27), simplifica-se recorrendo aos desenvolvimentos em série de $\log \frac{t+a}{a}$ e de e^{-At}, consoante a extensão do tempo que decorre desde a data de aplicação da carga. (17) Assim, num tempo muito próximo ao da aplicação da carga, toma-se o primeiro termo do desenvolvimento em série do logaritmo:

$$\log\left(1 + \frac{t}{a}\right) = \frac{t}{a} - \frac{t^2}{2!}\,\frac{1}{a^2} + \frac{t^3}{3!}\,\frac{1}{a^3} - \ldots$$

$$\log\left(1 + \frac{t}{a}\right) = \frac{t}{a}$$

e resulta

$$\varepsilon = \varepsilon_m \left(1 - e^{-(k_1 \frac{t}{a} + k_2 t)}\right) \qquad (29)$$

ou fazendo $A = \frac{k_1}{a} + k_2$ e tomando o primeiro termo do desenvolvimento em série de $e^{-At} = 1 - At + \frac{A^2 t^2}{2!} - \ldots\ldots$ obtém-se:

$$\varepsilon = \varepsilon_m At = \varepsilon_m \left(\frac{k_1}{a} + k_2\right) t \qquad (30)$$

Esta expressão traduz a linearidade das deformações por fluência com o tempo, nas primeiras idades.

Em idades mais avançadas não pode desprezar-se o primeiro termo do desenvolvimento em série do logaritmo mas, pode tomar-se o primeiro termo da exponencial desprezando o termo $k_2 t$; tem-se então:

$$\varepsilon = \varepsilon_m \left[1 - e^{-k_1 \log\left(1 + \frac{t}{a}\right)} \right] \qquad (31)$$

e tomando o primeiro termo do desenvolvimento da exponencial $e^{-k_1 \log\left(1 + \frac{t}{a}\right)}$, vem:

$$\varepsilon = \varepsilon_m \left[k_1 \log\left(1 + \frac{t}{a}\right) \right] \qquad (32)$$

Esta expressão traduz a proporcionalidade das deformações por fluência com o logaritmo do tempo $\log\left(1 + \frac{t}{a}\right)$ em idades avançadas.

Se $k_2 t$ tem maior influência que $\log\left(1 + \frac{t}{a}\right)$ a expressão geral transforma-se em:

$$\varepsilon = \varepsilon_m \left(1 - e^{-k_2 t}\right) \qquad (33)$$

M. Delarue (18) introduz uma correcção à expressão (27) e apresenta a seguinte fórmula:

$$\varepsilon = \left(k_3 + \frac{k_4}{a}\right) f\sqrt{t} + \varepsilon_m \left[1 - e^{-k_1 \log \frac{a+t}{a} - k_2 t} \right] \qquad (34)$$

em que:

k_3 e k_4 são constantes, função da forma da peça.
k_1 e k_2 são constantes materiais.
$f\sqrt{t}$ será inicialmente do tipo $k\sqrt{t}$ tendendo depois para um limite finito.

Outra expressão, ainda devida a L'Hermite é:

$$\varepsilon = \varepsilon_m \left(1 + B\,\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_n}\right) A \qquad (35)$$

a qual relaciona as deformações por fluência com as devidas à retracção e à deformação elástica total no momento da descarga. *A* é uma cons-

tante que traduz a influência das deformações provocadas por deslocamentos internos e B outra constante responsável pela deformação proveniente do movimento. ε_o e ε_n são respectivamente deformações devidas à retracção e à verificada num ambiente de higrometria nula. Esta expressão adquire uma outra forma dando valores a A e B.

$$\varepsilon_F = D \frac{1 + Q \frac{\varepsilon_{at}}{\varepsilon_n}}{R_a} [1 - e^{-K(t-a)}] \varepsilon_e \quad (36)$$

onde

ε_{at} — é a deformação devida à retracção num tempo t após a carga.

a — é a idade de colocação em carga.

R_a — é a resistência do betão no instante da carga.

ε_e — é a deformação elástica total no momento da descarga.

A expressão (36) mostra que a fluência diminui com a idade de colocação em carga e com a resistência do betão no instante da carga sendo ainda proporcional à deformação elástica e à retracção.

Outra expressão devida a Dutron (19) é a seguinte:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_m (1 - e^{-rt^s}) \quad (37)$$

em que:

ε_t e ε_m representam respectivamente a deformação no tempo t e numa data de estabilização m.

r e s — são constantes experimentais.

ε_m, determina-se através de uma expressão do tipo:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_a \varphi (\varepsilon_{Ro}, \varepsilon_{Ra}, \theta^0/\theta_0, \frac{E_o}{E_a}, A, B) \quad (38)$$

sendo:

ε_a — deformação inicial elástica no instante a da carga, σ ($\varepsilon_a = \phi(\sigma)$).

ε_{Ro} e ε_{Ra} — são as deformações expontâneas devidas à retracção e à intumescência no momento da estabilização, o e na idade a respectivamente.

θ_o e θ_a — são os graus de humidade nas respectivas idades.

E_o e E_a — são os módulos de elasticidade do betão nas respectivas idades.

A e B — são parâmetros a determinar experimentalmente.

Nestas expressões vê-se que ε_a é proporcional às deformações por fluência defenindo uma «capacidade de fluência» do betão. O aumento de σ produz o aumento de ε_a e portanto de ε_t. Além disso, quanto mais avançada for a idade, menor é a relação $\frac{E_o}{E_a}$ e portanto menor é o valor da fluência. Estas duas conclusões são importantes por mostrarem que as deformações devidas à fluência aumentam com a intensidade da carga aplicada e deminuem com a idade de aplicação da carga. A expressão completa de ε_m (19), mostra ainda que o aumento de humidade no betão diminue as deformações por fluência.

M. Campus (20) apresenta uma expressão do tipo:

$$\varepsilon = \varphi \frac{\sigma}{\sqrt{\sigma_r - \sigma}} (1 - 10^{-0,1\sqrt{H}}) \quad (39)$$

sendo:

σ e σ_r, respectivamente, a tensão aplicada no betão e a tensão de rotura.

H, o tempo expresso em dias.

Erzen (21) a seguinte:

$$\varepsilon = A_e^{\alpha} \left[1 - \left(\frac{a}{t} \right)^{\beta} \right] \quad (40)$$

em que:

a — é a idade do betão no momento da colocação em carga.

t — o tempo

A, α e β são constantes

Lormam (22) indica a seguinte relação:

$$\varepsilon = m \sigma \frac{t}{n + t} \quad (41)$$

em que:

σ — é a tensão aplicada

m e n — são constantes

t — é o tempo

Uma outra expressão ainda, devida a Lee (23), é

$$\varepsilon = A [1 - e^{-\varphi(t)}] \quad (42)$$

em que A é uma constante e t o tempo.

5 — Parâmetros e variáveis de uma lei de deslocamentos irreversíveis

Do exposto anteriormente, constata-se que é possível estabelecer uma lei geral que dê o deslocamento irreversível numa época qualquer t

da história da barragem. Este estabelecimento complica-se todavia, quando se pretende estudar os deslocamentos conjuntos do betão e da rocha, visto que exige o conhecimento das suas propriedades ao longo do tempo e a respectiva representação no sistema de equações através de parâmetros e coeficientes de influência.

Dentre as expressões apresentadas, observa-se que umas pretendem ser mais completas ao conterem parâmetros e variáveis que influenciam a fluência (Mc Vetty, Findly, L'Hermite, Delarue e Dutron). Outras limitam a ligação das deformações por fluência ùnicamente ao tempo através de constantes determinadas por via experimental, (C. Mack, L'Hermite, Erzen e Lee).

O facto de o tempo ser uma variável geral da fluência, levou alguns autores a seguirem expressões deste tipo na interpretação quantitativa dos resultados de observação. Tonini adopta uma expressão do tipo exponencial na interpretação dos deslocamentos medidos com o pêndulo no fecho do arco do coroamento da barragem de Pieve de Cadore (4) (5).

No primeiro estudo (4) foi usada uma expressão da forma

$$\delta_1 \left(1 - e^{-\delta_2 t}\right) + k \qquad (43)$$

sendo t o tempo, expresso em períodos de 10 dias. No segundo (5), foi usada a expressão

$$\delta_1 e^{-\delta_2 t} + k \qquad (44)$$

sendo t expresso em meses.

C. Xerez e F. Lamas (1), adoptaram no uso do método analítico para interpretação dos deslocamentos do ponto de suspensão do pêndulo central da barragem de Castelo do Bode, uma expressão da forma

$$k\, t^{-1} \qquad (45)$$

sendo t o tempo expresso em meses.

Nas expressões (43), (44) e (45) δ_1, δ_2 e k são coeficientes.

Outro facto importante, é que grande parte das expressões consideram a tensão aplicada σ. As deformações por fluência aumentam com a tensão e vice-versa. A variação de tensão (q) num dado ponto de uma barragem depende da alteração das forças externas, isto é, das variações de pressão hidrostática p e de temperatura τ.

$$\sigma = \phi\,(p, \tau) \qquad (46)$$

As variações do grau de humidade que se pode exprimir através da relação $\frac{\theta_o}{\theta_a}$, e dos módulos de elasticidade que se pode exprimir através da relação $\frac{E_o}{E_a}$, são também variáveis influenciando a fluência, (38).

As deformações expontâneas devidas à retracção e à intumescência (ε_{R_o}) e (ε_{R_a}) nas respectivas idades, (38) estão também ligadas à fluência.

Uma expressão geral será então da forma:

$$\delta_{i_r} = \varphi \left[\phi\,(p, \tau)\,, t\,, \frac{E_o}{E_a}\,, \frac{\theta_o}{\theta_a}\,, \varepsilon_{R_o}\,, \varepsilon_{R_a}\,, \ldots A, B \ldots \right] \qquad (47)$$

Sendo ... A, B ... constantes de ligação.

6 — Um método para o traçado da curva dos deslocamentos irreversíveis

A expressão (47), além de exigir o conhecimento dos valores das variáveis nas datas de observação, (tensão, grau de humidade, módulo de elasticidade, tempo, etc.), tornará o sistema analítico de «interpretação» bastante complexo em virtude do aumento do número de coeficientes.

A partir de um número frequente de observações, pode-se porém, determinar uma lei de deslocamentos permanentes muito próxima da real. Além de conter a influência das variáveis de (47), contém o resultado de outros factores (abertura do vale, microsismos, ou qualquer cedência extraordinária das fundações).

Indica-se a seguir, um método simples, baseado em séries de observações sistemáticas que permite o traçado progressivo da curva δ_{ir}.

* * *

Os deslocamentos elásticos de uma barragem são devidos exclusivamente à variação da temperatura e da pressão hidrostática. Deste modo, a parcela correspondente aos deslocamentos irreversíveis, num ponto qualquer em observação, será conhecida pela comparação dos valores dos deslocamentos totais medidos nas datas em que

(q) Referimo-nos a tensões elásticas.

tenham lugar condições de igual carga (r). A diferença das medições representará a parcela permanente,

Uma análise deste tipo, requer um grande número de observações, sobretudo frequentes nas épocas em que ocorre a primeira carga hidrostática e nas recargas seguintes, até ser atingido o nível de máxima retenção.

Não é possível obter uma curva contínua só mediante a comparação referida em virtude das datas contíguas de observação em que não há igualdade de cargas. O problema pode ser resolvido mediante «correcções» para igualar os estados térmico e hidrostático.

Os valores das correcções a adoptar, que convém reduzir ao mínimo, podem ser obtidos de curvas médias de deslocamentos hidrostáticos e térmicos as quais é possível traçar mediante a existência de pouco mais de uma dúzia de observações, agrupáveis duas a duas a níveis iguais, e em que no conjunto, o nível e a temperatura tenham variado acentuadamente, (figs. 5 e 6). O erro cometido, pode considerar-se desprezível, desde que o intervalo de tempo entre os pares de datas seja pequeno e tendo ainda em conta

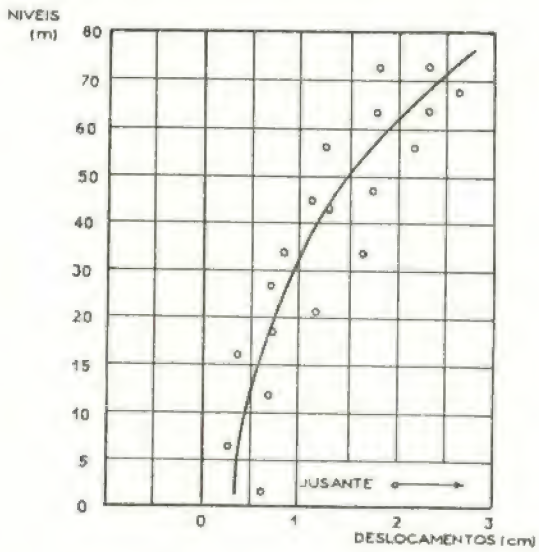


Fig. 5 — Curva média de deslocamentos hidrostáticos dum ponto.

(r) Podem supor-se estados térmicos semelhantes, em duas datas, aqueles em que os valores do parâmetro térmico escolhido, difiram no máximo, de um valor capaz de produzir um deslocamento cujo limite superior é igual ao erro das medições.

Dois estados hidrostáticos iguais, são expressos por iguais níveis de albufeira.

que, tais «correcções», resultam de diferenças de pontos das curvas médias.

Obtém-se assim valores $\delta_{1,a}$, $\delta_{2,b}$, $\delta_{3,c}$ $\delta_{4,d}$ .... $\delta_{n,x}$ correspondentes a pares de épocas comparadas, os quais podem ser marcados num sistema de eixos coordenados deslocamentos-tempo. Tais pontos definem uma curva δ_{ir}, (fig. 7).

A curva da fig. 7, que representa a função (47), é perfeitamente definida e contínua em todo o intervalo. Sendo t o tempo, p o nível hidrostático, τ a temperatura — $\sigma = \varphi(p, \tau) - \frac{d\,\delta_{ir}}{dt}$ a variação do deslocamento total com o tempo, $\frac{dp}{dt}$ a variação de nível com o tempo, e $\frac{d\tau}{dt}$ a variação da temperatura com o tempo, será sempre $\frac{d\,\delta_{ir}}{dt} \geqslant 0$ (s), quaisquer que sejam aqueles valores.

Os maiores valores de $\frac{d\,\delta_{ir}}{dt}$ verificam-se durante a primeira carga e nas recargas imediatas, tendo contudo carácter «descrescente» até à estabilização. Nos intervalos em que $\frac{dp}{dt} < 0$ ou $\frac{d\tau}{dt} \overset{(t)}{>} 0$ poderá suceder que seja $\frac{d\,\delta_{ir}}{dt} \simeq 0$. Antes da carga é $\delta_{ir} = 0$, portanto $\frac{d\,\delta_{ir}}{dt} = 0$; na estabilização δ_{ir} é máximo e $\frac{d\,\delta_{ir}}{dt} = 0$ quaisquer que sejam p, τ, $\frac{dp}{dt}$ e $\frac{d\tau}{dt}$. O valor do deslocamento numa época futura pode também ser extrapolado.

Na aplicação do processo descrito, deve ter-se em mente o seguinte:

1) — A curva obtida não é rigorosa, visto que,

(s) Tendo em atenção, a expressão (47), tem-se:

$$\frac{d\,\delta_{ir}}{dt} = \frac{\partial\,\delta_{ir}}{\partial p} \times \frac{dp}{dt} + \frac{\partial\,\delta_{ir}}{\partial \tau} \times \frac{d\tau}{dt} + \frac{\partial\,\delta_{ir}}{\partial\left(\frac{E_o}{E}\right)} \times \frac{d\left(\frac{E_o}{E}\right)}{dt} + \ldots$$

(t) Quando se trate de deslocamentos radiais, como suposemos em (d), ter-se-á deslocamentos totais para montante.

além dos erros provenientes das medições e dos cálculos, contém os derivados das «correcções».

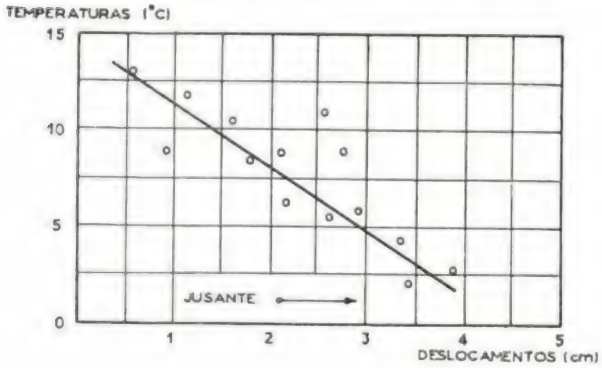


Fig. 6 — Curva média de deslocamentos térmicos dum ponto

2) — Quando haja influência predominante de um parâmetro térmico, como por exemplo, a temperatura média do ar, de um arco ou de um ponto na barragem, a obtenção da lei δ_{ir} simplifica-se.

3) — Para obter os deslocamentos elásticos entre duas épocas quaisquer, pode empregar-se a curva δ_{ir}, quer se utilize um método gráfico ou analítico na interpretação.

4) — O rigor da curva δ_{ir} aumenta com o número de observações e com a diminuição das «correcções» que haja a efectuar, para igualar as condições de carga.

7 — Nota final

Este trabalho foi efectuado enquanto trabalhei no LNEC na observação de barragens. A razão da sua publicação está contida no próprio título, esperando que ele possa ser útil, em especial, aqueles que iniciam tal estudo.

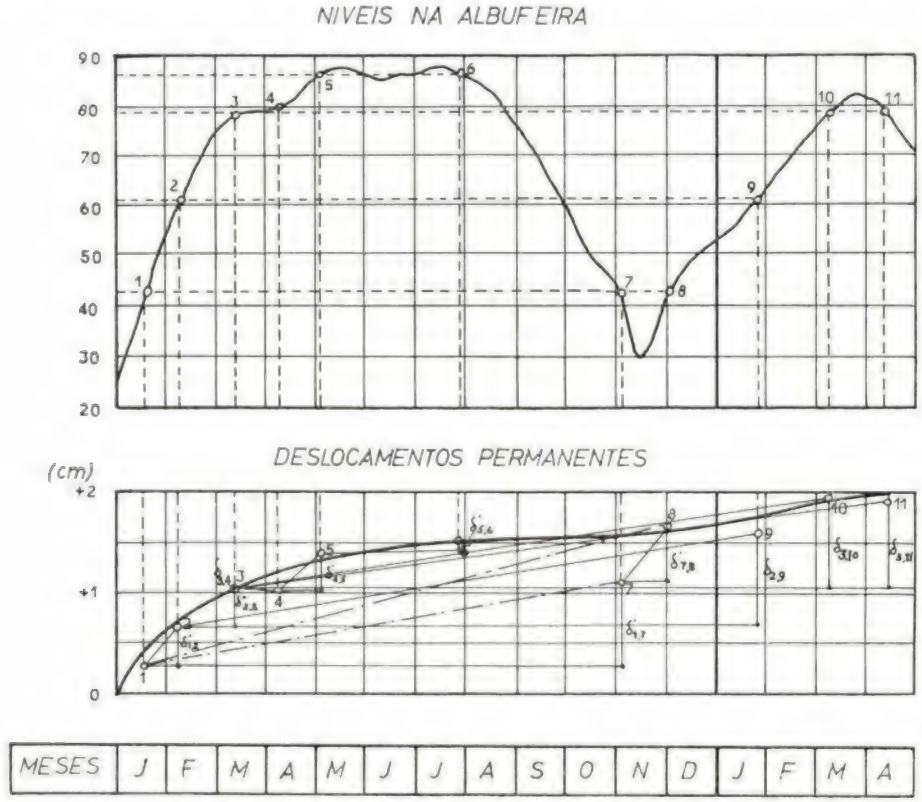


Fig. 7—Exemplo do traçado de uma curva de deslocamentos permanentes num ponto

ÉPOCAS

A NÍVEIS IGUAIS	A TEMP. SEMELHANTES
42 m — 1,7,8	τ_1 — 1,2,9
61 m — 2,9	τ_2 — 3,4,5,10,11
79 m — 3,4,10,11	τ_3 — 6
86 m — 5,6	τ_4 — 7,8

ASSOCIAÇÃO DOS PARES DE ÉPOCAS

$\delta'_{1,2}$ — Correcção de nível	$\delta_{3,10}$ — Cargas iguais
$\delta'_{1,7}$ — Correcção de temp.	$\delta_{3,11}$ — Cargas iguais
$\delta_{2,9}$ — Cargas iguais	$\delta'_{4,5}$ — Correcção de nível
$\delta''_{2,3}$ — Correcção de nível e temp.	$\delta'_{5,6}$ — Correcção de temp
$\delta_{3,4}$ — Cargas iguais	$\delta_{7,8}$ — Cargas iguais

Agradeço ao Eng.º António Ferreira da Silveira, chefe do Sector de Observação de Barragens do LNEC, a forma como correspondeu ao meu pedido de revisão do original; os melhoramentos introduzidos por sugestão sua, beneficiaram consideràvelmente este trabalho.

O agradecimento é extensivo aos Eng.os A. J. Fernandes e C. A. Florentino, do Sector de Observação do LNEC, pela contribuição na revisão do original; ainda aos alunos do 6.º ano de civil Oliveira Pedro, Morbey Ferreira e A. Azevedo pelo interesse e utilidade da troca de impressões sobre matéria aqui tratada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Xerez, A. C. e J. F. Lamas — Methods of analysis of arch dams behaviour — VI Congrés des Grands Barrages, R. 39, New-York, 1958.

2. Silveira, A. F. da — Observation of joint movements in dams (Comunicação apresentada ao Simpósio sobre Observação de Obras, Lisboa, 1955.)

3. Serafim, J. L. — Measurements of strains in portuguese concrete dams (Comunicação apresentada ao Simpósio sobre Observação de Obras, Lisboa, 1955.

4. Tonini, D. — Sur les deplacements a la clé de l'arc de couronnement du barrage de Pieve de Cadore — V Congrés des Grands Barrages, C. 23, Paris, 1955.

5. Tonini D. — Arch dams — Observed behaviour of several italian arch dams. — Journal of Power Division, Proceedings of the A. S. of Civil Engineers, Simposium on Arch Dams, 1957.

6. Rocha, M., J. L. Serafim e A. F. da Silveira — Um método de interpretação quantitativa dos resultados obtidos na observação de barragens. Revista Electricidade n.º 7, 1958. Publicação do VI Congresso das Grandes Barragens, New York, Setembro de 1958.

7. S. C. A. H. du Groupe Edison, Milão — Anályse de deplacements de la clé de l'arc de couronnement du Barrage de Santa Giustina, relevés pendant les six premières annés d'Observation — VI Congrés des Grands Barrages, R. 67, New York, 1958.

8. Ferry e G. Willm — Méthode d'anályse et surveillance des deplacements observés pour moyen de pendules dans les barrages. VI Congrés de Grands Barrages, R. 118, New York, 1958,

9. Tremmel, Erwin — Analysis of pendulum measurements — Tauernkraftwerke — A. Salzburg — VI Congrés des Grands Barrages, R. 15, New York, 1958.

10. Direzione Costruzioni Impianti Idroelettrici del Grupo Edison-Gli Spostamenti delle chiave dell'arco di cresta dela diga di S. Giustina rilevati nei primi sete anni di osservazione.
(Studio redatto dal prof. ing.º Gianni Fórmica)

11. Rocha, M., J. L. Serafim e A. F. da Silveira — Arch dams: design and observation of arch dams in Portugal — Journal of Power Division; Proceedings of the Am. Soc. of Civil Engineers, Simposium on Arch Dams, 1957.

12. Levi, F. — Fluage, Plasticité et Precontrainte.

13. Mack, Charles — Plastic Flow, Creep and Stress relaxation — Part II—Creep—Journal of Applied Phisycs, December, 1946.

14. Davis, Raymond E. — Flow of Concrete Under Sustained Compressive Stress. Proceedings Am. Conc. Inst., vol. 24 (1928).
— Davis, R. E. and H. E. Davis — Flow of concrete Under Sustained Compressive Stress. Proceedings Am. Soc. Test. Mats., vol. 30, Part II, (1930).
— Davis, R. E. and H. E. Davis — Flow of Concrete Under The Action of Sustained Loads. Proceedings Am. Conc. Inst., vol. 27, (1931).
— Davis, R. E. Davis and I. S. Hamilton — Plastic Flow of Concrete Under Sustained Stress. Proceedings Am. Soc. Test. Mats, vol. 34, Part II (1934).

15. Davis, Raymond E., Harmer E. Davis and Elwood H. Brown — Plastic flow and volume changes of concrete. Proceedings of Fortieth Annual Meeting, vol. 37, (1937). Am. Soc. for Test. Mats.

16. L'Hermite, M. Robert — Idées Actualles sur la Technologie du Béton — RILEM n.º 14, 15, 16, 17, 18 e 21 — (1953).
— L'Hermite, M. R. — Que sovons-nous de la déformation plastique et du fluage du béton? — Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n.º 117, Set. 1957.

17. Mamillan, M. M. — Étude sur le fluage du béton — Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n.º 134, Fev. 1959.

18. Delarue, M. — Observation sur Ouvrages et éprouvettes — Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Fev. 1959.

19. Dutron, R. — Le fluage des bétons — Silicates Industriels, Octobre 1956.

20. Caquot, M. — Précontrainte et Fluage — Travaux, Fev. de 1951.

21. Erzen, C. Z. — An expression for creep and its application to prestressed concrete. J. Am. Concrete Inst. (août 1956).

22. Lorman, W. R. — The Theory of concrete creep — Procedings Am. Soc. Test Mats (juin 1940).

23. Lee, C. R. — Creep and shrinkage in restrained concrete — Quatrième Congrés de Grands Barrages, 1951. Q. 15, R. 46.

C. D. U. 621.311.5/91

Elementos sobre a produção e o consumo de energia na rede eléctrica nacional

— Elementos extraídos das estatísticas mensais do Repartidor Nacional de Cargas (R. N. C.)

NOTA: *As produções e os consumos das empresas do R. N. C. representam cerca de 94 % dos totais do País*

I — Breve nota mensal

Sob o ponto de vista hidrológico, o mês de Junho apresentou-se, no conjunto, sensìvelmente médio.

II — Elementos gerais (GWh)

a) Mensais

	1960	1961	Variação %
Produção hidráulica (P_h) . . .	229,6	250,6	+ 9
Produção térmica (P_t)	11,8	17,2	+ 46
Produção total (P_T)	241,4	267,8	+ 11
Exportações (Ex)	—	0,0	—
Importações (I)	—	0,0	—
Produção para consumos não perman. (P_{cnp}) . .	59,8	60,7	+ 2
Produção para consumos permanentes (P_{cp}) (1)	181,6	207,1	+14,0 (1)

b) Acumulados desde 1 de Janeiro de 1960 e 1961

	1960	1961	Variação %
Produção hidráulica (P_h) . . .	1479,6	1644,7	+ 11
Produção térmica (P_t)	43,2	17,5	— 59
Produção total (P_T)	1522,8	1662,2	+ 9
Exportações (Ex)	—	0,2	—
Importações (I)	—	0,2	—
Produção para consumo não perman. (P_{cnp}) . .	368,3	365,9	— 1
Produção para consumos permanentes (P_{cp}) (2)	1154,5	1296,3	+12,3 (1)

NOTAS:

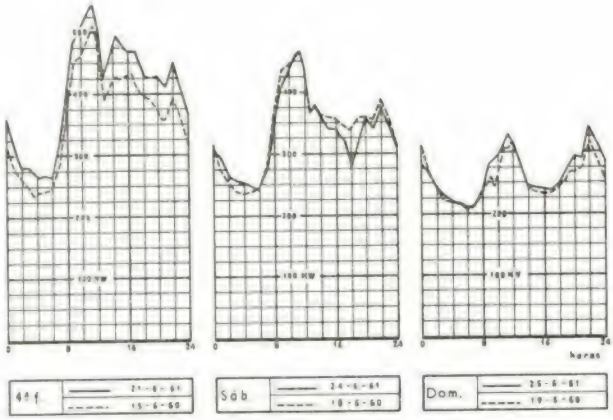
(1) A produção para consumos permanentes (P_{cp}) é determinada pela seguinte expressão: $P_{CP} = P_T - P_{cnp} + I - E_X$

(2) O aumento percentual da produção para consumos permanentes, tendo em conta a incidência dos domingos e dias especiais, é respectivamente de 14,7 e 13,1 %.

III — Diagramas de carga dos dias característicos

	4.ª feira: 15-6-960	4.ª feira: 21-6-961
Produção hidráulica (P_h) — MWh	8024	9027
Produção térmica (P_t) — MWh . .	850	930
Produção total (P_T) — MWh . . .	8874	9957
Produção para consumos não permanentes — MWh	2008	1936
Potência máxima MW	512,5	547,5
Potência mínima MW	232,5	265,0
Utilização da ponta (U) — horas	17,3	18,2
Factor de carga (α)	0,72	0,76
Relação $\frac{\text{Pot. mín.}}{\text{Pot. máx.}}$ (r)	0,45	0,48

JUNHO



IV — Energia armazenada nas principais albufeiras

Albufeiras:	No fim do mês: GWh	No fim do mês: % (1)
Paradela	213,9	96,1
Venda Nova	112,4	87,8
Salamonde	22,7	82,2
Caniçada	25,9	78,2
Cabril	147,6	43,5
Castelo do Bode	150,8	92,5
Guilhofrei	7,2	86,7
Lagoa Comprida	29,0 (2)	89,1
Santa Luzia	58,6	95,1
Pracana	8,2	63,6
Póvoa	7,0 (3)	52,9
Total . . .	783,3	75,1

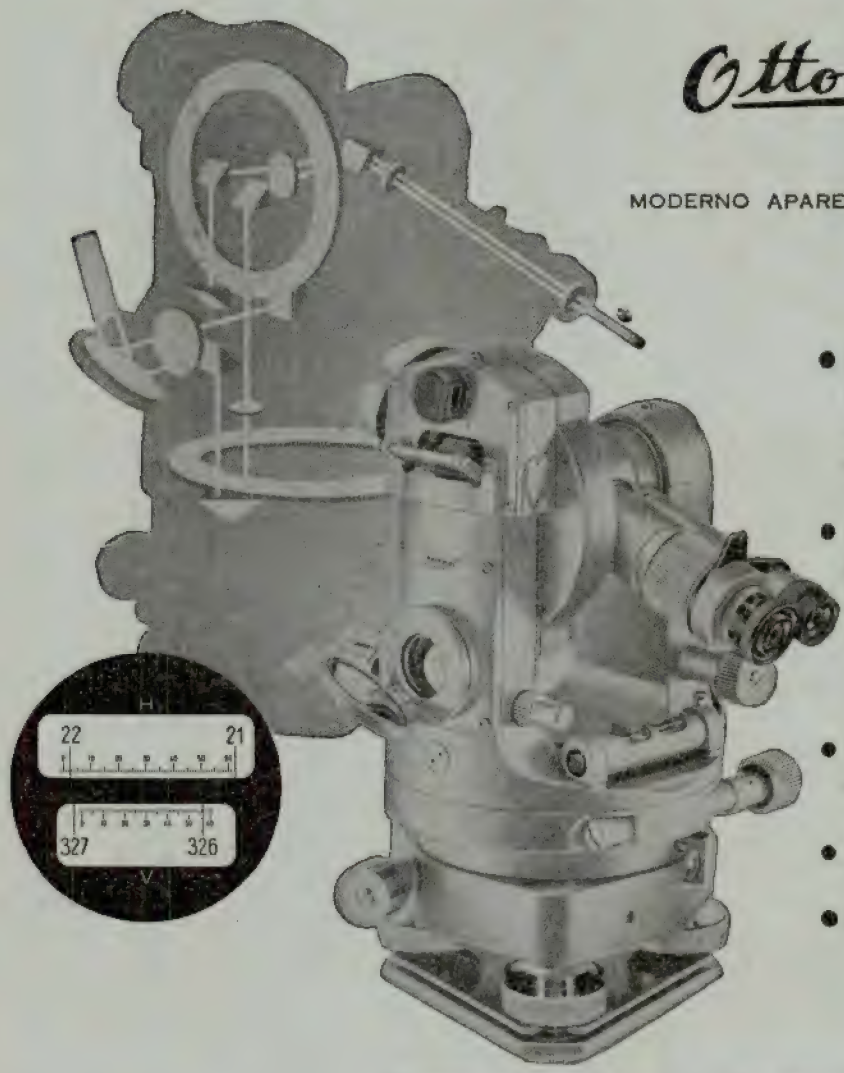
Notas:

(1) Coeficiente de enchimento em energia das albufeiras.

(2) Inclui 2,8 GWh armazenados em Vale do Rossim no fim do mês.

(3) Inclui 1,5 GWh armazenados no açude do Poio no fim do mês.

TEODOLITO TAQUEOMÉTRICO FTI



Otto-Fennel

MODERNO APARELHO DISPONDO DE:

- Observação simultânea dos dois limbos pelo microscópio colocado ao lado da ocular da objectiva
- Leitura por sistema directo de 1c e décimos por estimativa
- Leitura do nível vertical por coincidência
- Prumo óptico
- Grande luminosidade

Características ópticas e mecânicas

Telescópio analáctico com lente de focagem interna, retículo medidor de distância, telescópio reversível com o extremo da objectiva.

Constante de adição	zero
Constante de multiplicação	100
Comprimento do telescópio	190 mm
Abertura da objectiva	36 mm
Ampliação	28 x
Distância mínima de mira	1 m
Nível redondo	6' a 8'
Nível de reversão	30"
Nível de horizontalidade paralelo ao eixo de inclinação	40"

Nível junto ao círculo vertical legível por ajustamento da coincidência 40". Passo circunferencial sobre círculos de vidro 360° ou 400 g, de 1° ou de 1 g.

Diâmetro do círculo horizontal 90 mm, do círculo vertical 70 mm

Leitura directa horizontal	1'	1c
Leitura por avaliação	1'	1c
Leitura directa vertical	0,1' = 6"	0,2c = 20cc
Leitura por avaliação	0,2' = 12"	0,25c = 25cc

Pesos: Instrumento 4,7 kg, Tripé com pés extensíveis 6,0 kg, Caixa metálica 4,0 kg

REPRESENTANTES

PAPELARIA FERNANDES — S. A. R. L.

L. DO RATO, 13 — TEL. 68 21 31/39 — R. DO OURO, 145 — TEL. 2 83 61/2 60 66

máquinas eléctricas

TRANSFORMADORES

LICENÇA SIEMENS SCHUCKERT

ATE 1600 kVA 35 kV

MOTORES TRIFÁSICOS ASSINCRONOS

ATÉ 120 Cv

EMPRESA NACIONAL DE APARELHAGEM ELÉCTRICA, S. A. R. L. AV. 24 DE JULHO, 158 — LISBOA

DISTRIBUIDORES EXCLUSIVOS MOTRA EQUIPAMENTOS ELÉCTRICOS, S. A. R. L.

AV. INFANTE SANTO, 56 D-1.º LISBOA — TEL. 66 10 69 — 66 10 36

C. D. 625.84

Alguns aspectos das fundações dos pavimentos rígidos de estradas

POR JOAQUIM C. SANTOS VISEU
(Eng.º Civil U. P.)

Explicação prévia

Este trabalho foi enviado, em Abril de 1956, à Comissão Executiva da Divisão Cultural de Mecânica dos Solos e Fundações da Secção de Engenharia Civil da Ordem dos Engenheiros. Era uma comunicação para o Simpósio de fundações cuja realização se previa para Maio daquele ano.

Acontecimentos diversos não permitiram a realização do Simpósio. Por isso, este trabalho não foi então publicado. Nem o foi depois, até agora.

Há dias, entre papelada antiga, encontrámos uma cópia da comunicação, sem as figuras referidas no texto. Relemos o trabalho e reconstituimos as figuras.

Entretanto, nos três últimos anos, tivemos oportunidade de projectar alguns quilómetros de pavimentos de lajes de betão e de controlar a sua construção e comportamento recente.

Esta experiência e aquela leitura levam-nos a considerar a publicação do escrito de utilidade a quem se dedique, no projecto, na construção ou na fiscalização, a esta técnica de pavimentos.

Ficaria assim justificada a sua publicação. Justifica-a também, porém, o interesse geral de salientar e de analisar certos aspectos do problema das fundações dos pavimentos em lajes, como adiante se verá.

Resumo

O autor limita o seu estudo às fundações dos pavimentos de lajes de betão de cimento, principalmente aos de lajes de betão clássico.

Como que em preâmbulo, começa por frizar como o adjectivo «rígido» aplicado usualmente a estes pavimentos não oferece um significado preciso, inconfundível, seu determinativo, de harmonia com a sua flexibilidade característica; e por relevar depois a natureza «una» das lajes, em contraste com a distinção usual de outros tipos comuns de pavimentos.

Salientar aspectos do problema das fundações dos pavimentos de lajes de betão, em especial os económicos, e apresentar para discussão, ou analisar, alguns dos seus pontos que têm merecido controvérsia, justificam a comunicação do trabalho.

Analisa-se então, em primeiro lugar, a deformação das lajes, pelas acções mais importantes para as fundações: as das cargas rolantes. São lembradas as constantes mais características e a partir delas acham-se valores numéricos gerais, de interesse, como os das grandezas das pressões transmitidas pelas bases das lajes, que se comparam com os casos das lajes de betão pré-esforçado e com os dos pavimentos flexíveis.

São mencionadas as influências, nos valores dos módulos de reacção (de Westergaard), das características das superfícies que sobrecarregam o pavimento—do seu número, intensidade e posições relativas das zonas de aplicação.

Em seguida é analisada a transmissão das tensões em profundidade, na infra-estrutura, e como esta assenta, discutindo-se as duas vias, teórica e experimental. Indicam-se as razões de preferência pela última, apresentam-se valores obtidos na Holanda, de grande interesse, e obtêm-se conclusões sobre as grandezas destes valores e sobre as suas variações em profundidade.

Os assentamentos das fundações são também focados, não apenas os devidos às acções das cargas rolantes, mas ainda os ocasionados por certos factores de importância especial nos pavimentos rígidos.

Finalmente, apresentam-se as vantagens da utilização, nos casos gerais, das sub-bases granulosas.

1. Na acepção corrente de **«pavimento rígido»** têm-se incluído as lajes de betão de cimento, com ou sem armadura, e os paralelipípedos, muito espalhados no nosso País. Liga-se assim o adjectivo rígido à maior resistência à deformação localizada, na pequena área de contacto da roda com a superfície de desgaste do pavimento, em contraste com a menor resistência à deformação que oferecem os pavimentos denominados flexíveis, como são em geral os macadames e os de camadas de desgaste em betuminoso.

O determinativo rígido não se pode, porém, achar feliz, porquanto, por outro lado, o pavimento tem de ser visto como constituído pelas peças ou elementos que o formam, as quais são, nos exemplos considerados atrás, as lajes num caso e os paralelipípedos no outro; e se estes ainda podem tomar-se como rígidos, i.é, muito rígidos na acepção da Elasticidade, dado o grande valor de $E.I:l$ (com letras de significado corrente), já as lajes de betão não o poderão ser, antes apresentam uma flexibilidade grande — i.é, uma rigidez de valor relativo pequeno —, que é precisamente a razão de ser da sua construção e do seu comportamento, com um conjunto de características que as tornam um pavimento moderno aperfeiçoado muito indicado para o tráfego pesado e intenso. Esta flexibilidade é sobretudo notável nos pavimentos de betão pre-esforçado, neste momento em estado de estudo e experimentação nos países mais adiantados na técnica de pavimentos de estradas e aeródromos.

Esta diferenciação, entre os pavimentos de lajes e os de paralelipípedos, nota-se em especial quanto às transmissões das sobrecargas às infra-estruturas. Os paralelipípedos, neste aspecto, estão muito próximos dos pavimentos betuminosos, e ambos se afastam muito dos pavimentos de lajes. É sobre estes que vai incidir o nosso trabalho presente.

2. Como se sabe, num pavimento de estrada distinguem-se sobretudo **duas camadas** — *a de revestimento ou desgaste*, superior, *e a de base ou fundação* —, havendo por vezes uma camada intermédia, degradante das cargas, a qual o mais das vezes não se distingue da de fundação. Também é conhecido que nas lajes de betão de cimento, mesmo quando executadas em duas camadas de características algo diferentes, não há lugar para distinguir a camada de desgaste da de fundação; pelo contrário, a laje é una e realiza as duas funções (*).

Não quere isto dizer que por razões especiais, como adiante se vai salientar, não se dê às lajes, na maioria dos casos, apoio sobre camadas convenientes — em geral granulosas — espalhadas sobre a plataforma superior da infra-estrutura. Estas camadas realizam uma fundação imediata do pavimento mas não se confundem com a camada de fundação ou de base do próprio pavimento. Pela sua situação dizem-se *sub-bases*.

As *sub-bases* assentam na *plataforma* ou superfície superior da infra-estrutura — realizada em escavação no solo natural ou em aterro — a qual é para tal convenientemente preparada, por realização duma *caixa*.

3. O título deste trabalho deve, pois, entender-se como respeitando às sub-bases e infra-estruturas dos pavimentos de lajes.

Os aspectos a focar são aqueles que se julgou de maior interesse de divulgação dado que há alguns que não parece estarem convenientemente espalhados e sem dúvida contribuem para uma melhor economia, sem prejuízo da segurança, do todo pavimento + fundação; e outros há que têm merecido uma longa controvérsia, à qual, portanto, se julga útil aportar novas discussões.

É, de facto, no completo estudo — económico e de segurança — do *todo «pavimento + fundação»* que se deve basear a escolha dum tipo de pavimento para uma estrada, se se deseja obter um projecto completo do pavimento. (Não se pode, esquecer que, por outro lado, há o tráfego, com os seus problemas ligados à estrada — de segurança, de economia, de comodidade —, problemas que até revestem maior importância que os da própria estrada e que, por isso, ao estudar o projecto dum pavimento duma estrada também os problemas do tráfego devem ser observados cuidadosamente). Na verdade, à fundação exigem-se características de comportamento diferentes conforme o pavimento, pelo menos nos primeiros metros de profundidade mais vizinhos daquele, onde a influência de transmissão das sobrecargas superiores é mais acentuada; e,

(*) É evidente que não estamos a referir-nos ao caso das lajes com um revestimento, por exemplo, de betão betuminoso — pavimento muito rico, divulgado nos Estados Unidos da América. Neste caso, a laje constituirá apenas a camada de base.

sendo assim, não faz sentido, por exemplo, que onde há que formar aterros ou sub-bases não haja em conta o tipo de pavimento, com as economias que desta consideração possam resultar, ou que se comparem simples e isoladamente dois tipos de pavimento sem ter simultâneamente em confronto as suas fundações.

Os *aspectos de controvérsia*, — como se pode deduzir da leitura da bibliografia especializada, em especial, pela importância e actualidade que revestem, os dos relatórios aos mais recentes Congressos Internacionais da Estrada, de Lisboa em 50 e de Estambul em 55 —, ou são fruto das condições próprias de cada país ou de menor estudo ou experimentação de uns em relação a outros.

4. Interessa começar por definir o melhor possível o mecanismo da *deformação das lajes* sob as acções das cargas rolantes, das variações térmicas e higrométricas do ambiente e das de retracção do betão para ver como a elas reagem os solos-apoio das lajes. De todas estas acções são as primeiras as de maior importância, pelo menos que respeita às fundações do pavimento. Às variações de temperatura e de humidade ambiente e às retracções são particularmente sensíveis as lajes, mas menos as fundações. Para estas poderá interessar alguma coisa o encurvamento das placas sob a acção das referidas variações — as quais produzem gradiantes de temperatura e humidade na espessura do betão e, consequentemente a flexão ou encurvamento —; mas é principalmente a acção da carga que irá pronunciar um efeito de acréscimo de pressão ou irá acrescer um efeito de «pumping» que poderão ter nascido com esse encurvamento.

As cargas dos rodados dos veículos são em geral rolantes mas podem estacionar no pavimento durante muito tempo. É um aspecto que importa salientar, porquanto não é geralmente tido em conta e pode ter de ser considerado no estudo do assentamento duma fundação, sobretudo das primeiras camadas de solo quando este tem um coeficiente de permeabilidade pequeno, próximo do das argilas.

Mas são em geral as cargas rolantes, que introduzem coeficientes dinâmicos e sobrecargas completas, que têm de ser observadas. Para fixar a atenção sobre os modos como se podem deformar as lajes sob a acção dessas cargas, vamos adiante supor um caso prático, — camião semelhante ao esquematizado na fig. 1 —; e vamos

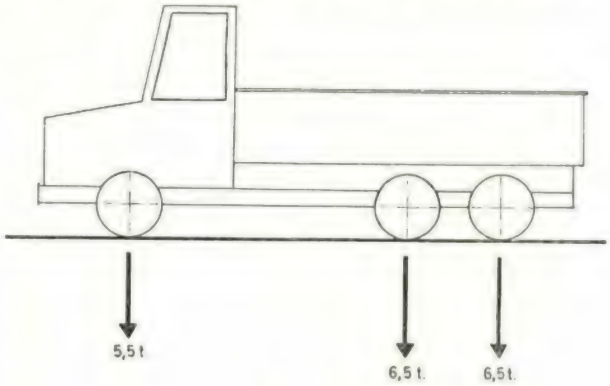


Fig. 1

admitir: que em cada eixo trazeiro há duas rodas da cada lado; que cada roda tem um pneumático que sobrecarrega a laje segundo uma superfície de contacto que, embora aproximadamente elíptica se pode supor equivalente a um círculo, o qual, em cálculo aproximado, suporemos reduzido ao seu centro; e que, havendo duas rodas a par, cada uma está sob uma pressão interior tal que ambas transmitem ao pavimento iguais acções.

Também esta última hipótese estará um pouco afastada da realidade, mas pelo que se refere pelo menos ao estudo das fundações do pavimento tal afastamento não tem interesse prático.

Como é sabido, o método de Westergaard, usualmente aplicado quando se calculam as lajes, considera 3 zonas de aplicação duma carga de roda — no interior da laje, numa aresta e num canto; tem a sua base na teoria da fundação elástica ou do módulo de reacção do solo constante; e por meio dele se acham os momentos de flexão na laje sobrecarregada e os deslocamentos verticais da base da laje em função de um valor:

$$r_o = \sqrt[4]{\frac{E.\ h^3}{12\ .\ (1-\mu^2)\ .\ k}} \qquad (1)$$

chamado o *raio de rigidez da laje* (2).

Neste valor intervém o módulo de reacção k e a rigidez da placa delgada, que é a laje, com os valores dos seus factores: E = módulo de elasticidade do betão; μ = coeficiente de Poisson do mesmo e h = espessura da laje.

No caso mais geral e simplificado, de aplicação duma carga concentrada Q na superfície indefi-

nida (teórica) de laje, esta deformar-se-á nas direcções radiais como se mostra na fig. 2. As

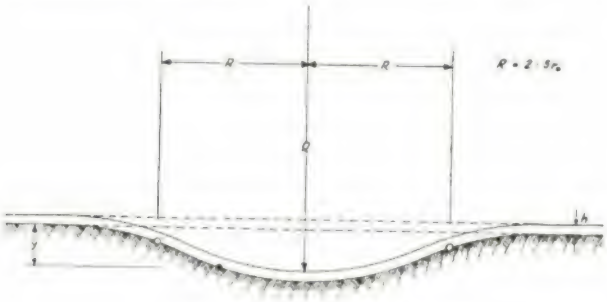


Fig. 2

deformações, por hipótese proporcionais às pressões, processam-se até uma distância do ponto de aplicação de Q igual a $4 \times r_0$ — fig. 3 —, mas pràticamente os efeitos mais sensíveis vão até à distância

$$R = 2{,}5 \times r_0 \qquad (2)$$

que por isso se chama o *raio de influência da carga concentrada*.

Na expressão (2) nota-se a marcada influência da espessura da laje, as pequenas influências dos valores de *E* e de *k* e a quase nula influência do valor de μ ($\simeq$ 0,15, para o betão). Considerando um valor de $E = 280.000$ k/cm², encontra-se:

a) em lajes de betão clássicas, com h = 20 cm e

a 1) k = 50 lb/pol³ = 1,41 k/cm³ ... R ≃ 2,75 m
a 2) k = 250 » = 7,04 » ... R ≃ 1,80 m
a 3) k = 500 » = 14,1 » ... R ≃ 1,50 m

b) em lajes de betão pre-esforçadas, com h = = 8 cm e

b 1) k = 1,41 k/cm³ ..... R ≃ 1,40 m
b 2) k = 7,04 » ..... R ≃ 0,90 m
b 3) k = 14,1 » ..... R ≃ 0,75 m

Notas: 1. Tomaram-se para *k* valores de 50, 250 e 500 lb/pol.³ que correspondem apròximadamente — ((3)) e ((2)) — a: k = 50, para solos de grãos muito finos e predominantemente argilosos ou siltosos, em consistência branda ou solos de areia húmida de densidade fraca; k = 250, para solos arenosos secos medianamente densos ou submersos mas densos ou para argilas duras; k = 500, para solos de areias fortes, densas e não submersas. Com estes valores cobrem-se pràticamente todos os tipos de solo, ficando poucos solos (não rochosos) por considerar.

2. Fica-se assim com ideias de valores numéricos dos raios de influência da carga concentrada Q, em função da espessura da laje e da natureza dos solos.

Para a mesma hipótese de carga vamos agora obter valores das pressões máximas na fundação da laje sobrecarregada. Para tal vamo-nos servir dos valores indicados no gráfico da fig. 3 apre-

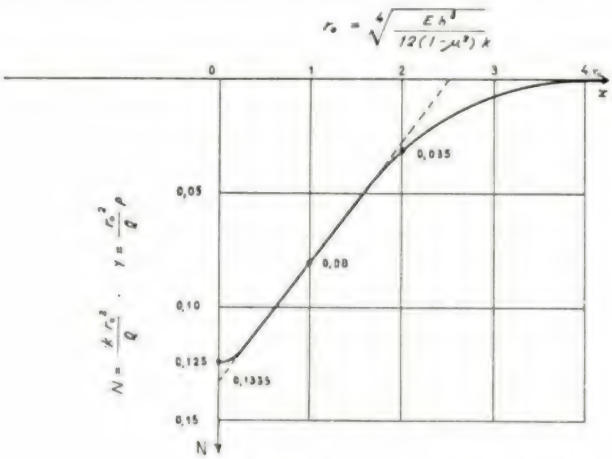


Fig. 3

sentada por Terzaghi, onde em ordenadas aparecem valores *N* directamente proporcionais a essas pressões, ou, dentro da hipótese — base de Westergaard, às deformações verticais da laje (e do solo-apoio):

$$N = k \,.\, r_0^2 \,.\, y : Q = r_0^2 \,.\, p : Q \qquad (3)$$

em que as letras têm os significados já expressos. Definidas a laje e o solo, *k* e r_0 são constantes; logo, a curva da fig. 3 exprimirá a certa escala a deformada da laje.

Aplicando a expressão (3) aos 6 casos já considerados, com o valor de Q = 1,0 t, achamos:

		Valores de *p* em t/m², para Q = 1 t		
Caso	$r_0 \simeq$	$x = 0 \times r_0$	$x = 1 \times r_0$	$x = 2 \times r_0$
a – 1	1,10 m	0,10	0,06	0,028
a – 2	0,72 m	0,24	0,15	0,067
a – 3	0,60 m	0,35	0,22	0,10
b – 1	0,53 m	0,45	0,29	0,13
b – 2	0,36 m	0,98	0,62	0,27
b – 3	0,30 m	1,38	0,88	0,39

Observa-se assim que *as pressões máximas no solo-apoio crescem quando diminui a espessura da laje e, para a mesma espessura, diminuem com a diminuição das possibilidades resistentes do solo.*

Esta conclusão qualitativa pode, como é óbvio, ser generalizada fàcilmente, para cargas Q de qualquer número aplicadas em superfície indefinida (teórica) de laje, mesmo que a hipótese-base da constância do valor do módulo de reacção de Westergaard se não mantenha (como não mantém) e mesmo que não seja sempre possível aplicar o princípio da sobreposição de efeitos (como não é).

Quantitativamente poderemos achar valores suficientemente aproximados para as conclusões que temos em vista, procedendo àquela generalização dentro das duas hipóteses referidas. Assim, admitindo que na laje indefinida se aplicavam cargas de um camião como o da fig. 1, grosseiramente supostas, já com coeficientes dinâmicos, reduzidas as forças aplicadas com as implantações e os valores da fig. 4, encontraríamos como

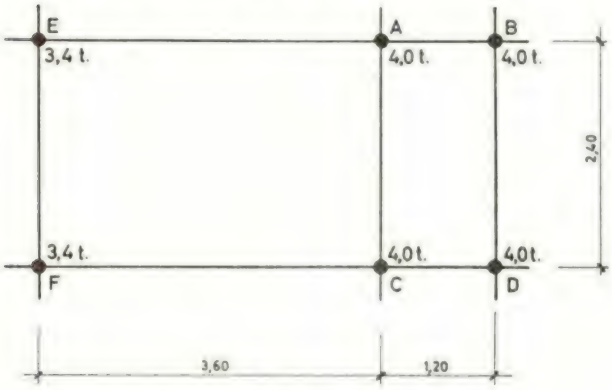


Fig. 4

pressões máximas na base da laje (em A ou C):

no caso *a-1*):

$\sim 0{,}40\ t/m^2$ (de A) + 0,24 (de B) + 0,10 (de C) + + 0,09 (de D) + ... (de E e F, valores desprezáveis) $< 1{,}0\ t/m^2 = 0{,}10\ k/cm^2$;

no caso *a-3*):

$\sim 1{,}4\ t/m^2$ (de A) + 0,4 (de B) + ... (de C, D, E e F, valores desprezáveis) $< 2{,}0\ t/m^2 = 0{,}2\ k/cm^2$;

no caso *b-1*):

$\sim 1{,}8\ t/m^2$ (de A) + 0,5 (de B) + 0 (de C e D) + 0 (de E e F) $\simeq 2{,}3\ t/m^2 = 0{,}23\ k/cm^2$;

no caso *b-3*):

$\sim 5{,}3\ t/m^2$ (de A) + 0 (de B, C, etc.) $\simeq 0{,}53\ k/cm^2$.

Estes valores ainda não permitem obter ilacções. De facto, na prática, as lajes têm dimensões limitadas e o que acontece é que pelo menos as rodas de um lado do veículo andam, ou podem andar, próximo duma aresta longitudinal limite da laje e estão constantemente a passar nas juntas transversais do pavimento. A proximidade da aresta longitudinal levará a obter pressões, especialmente nos casos em que é maior o valor do raio de influência da carga concentrada, de intensidades maiores do que as atrás achadas visto que falta, para um dos lados, a superfície da laje a degradar a carga. O mesmo acontece quando a roda vai passar, no extremo duma laje, sobre uma junta transversal; neste caso, a teoria demonstra que a pressão dessa roda, se a laje for independente da vizinha, é de ordem igual a 4 vezes a que a mesma produz quando aplicada no meio da laje. É evidente que o caso se agrava para uma roda dessas que esteja a rodar junto duma aresta longitudinal, sobretudo quando não haja sistemas de transmissão de carga para a laje ou lajes próximas. De qualquer modo estes agravamentos da pressão transmitida ao solo-apoio da laje só se verificam por efeito da carga da roda que vai a passar nas condições citadas e menos ou nulamente por efeitos das cargas das outras rodas.

Poderemos assim concluir — dentro da análise que estamos a fazer, suficiente embora grosseiramente quantitativa, — que por um camião pesado que transmita cargas como as esquematizadas na fig. 4, não se obterão pressões máximas no solo de valores superiores aos seguintes:

no caso *a-1*):	0,30 k/cm^2
no caso *a-3*):	0,80 »
no caso *b-1*):	1,00 »
no caso *b-3*):	2,20 »

A título de curiosidade e de confronto — que nos vai servir para obter outra conclusão importante — observemos o que se passa quanto a pressões verticais transmitidas às fundações e infra-estrutura dum pavimento flexível vulgarizado; por ex.: um betão betuminoso de 5 cm de es-

pessura sobre uma camada ou duas de macadame com 40 cm de espessura total: fig. 5.

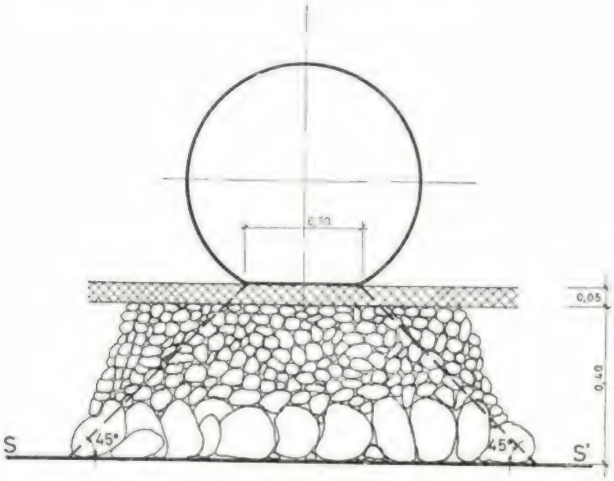


Fig. 5

Admitindo: uma superfície de pavimento indefinida, uma acção vertical de 4 toneladas, a superfície (elíptica) de impressão do rodado simplificada e de forma rectangular, com 30×15 cm², e uma degradação média a 45°, resultará na superfície S-S', entre o macadame e a infra-estrutura, uma pressão de valor médio aproximado:

$$\sim 4{,}0 \text{ t}: (1{,}20 \times 1{,}05) \simeq 3{,}2 \text{ t/m}^2 = 0{,}32 \text{ k/cm}^2$$

De facto haverá uma superfície de pressões não uniformes. Na prática, porém, pode supor-se aquela pressão média.

A aplicação a um caso real como o da fig. 4 não levará a obter uma pressão maior nessa superfície, dados os espaçamentos das rodas. Mas para a rolagem num pavimento real há que ter em conta as linhas longitudinais limites desse pavimento, próximo das quais podem passar as rodas. Nesta hipótese poderá faltar a superfície de degradação da acção da roda para um dos lados e além disso ao nível S-S' o diagrama de pressões verticais não ser uniforme; a pressão máxima poderá então ultrapassar o valor

$$1 \text{ k/cm}^2$$

Analisados e confrontados os valores atrás achados podemos concluir:

a) — *Nas bases das lajes de betão armado dum pavimento rígido as pressões máximas no solo apoio são em geral inferiores às possibilidades resistentes de segurança desse apoio;*

b) — *Nas bases das lajes de betão pré-esforçado os valores das pressões máximas possíveis indicam a necessidade de acautelar as fundações nas profundidades vizinhas a essas bases;*

c) — *Nas bases das fundações em macadame de pavimentos flexíveis, mesmo quando de espessuras fortes, as pressões máximas alcançam em geral valores maiores do que os verificados nas bases das lajes de betão armado clássicas.*

Portanto, pelo que se refere apenas ao critério de resistência a pressões verticais, as lajes de betão clássicas não imporão em geral cuidados especiais, tendo em vista o arranjo de sub-bases; estas projectam-se por outras razões, como se exporá.

Quanto aos assentamentos, ou melhor, deformações verticais elásticas das lajes, a aplicação da hipótese-base de Westergaard (que vimos admitindo) dá-las-á numèricamente. Por exemplo, para os valores (comuns) de:

$$k = 7 \text{ k/cm}^3 \text{ e } p = 0{,}50 \text{ k/cm}^2$$

resulta:

$$y = p : k \simeq 0{,}7 \text{ mm.}$$

5. Estes resultados numéricos só podem ser vistos como aproximação dos valores reais; não sòmente pelas aproximações feitas ao passar de lajes indefinidas para as lajes reais, como ainda porque a teoria que os determinou tem apoio em hipóteses simplistas — como a de que a plataforma apoio das lajes se deforma elàsticamente, obedecendo à lei de Hooke e a de que k é constante —, e porque se serve de determinados valores dos coeficientes de reacção que são necessàriamente aproximados, porque além de dependerem das características de deformação das infra-estruturas, dependem das cargas aplicadas — seu número, seus valores e suas posições —, das formas, dimensões e rigidezes das superfícies que carregam imediatamente o pavimento, e umas e outras variam conforme os casos ou condições da prática.

Não cabe aqui agora analisar detalhadamente estas causas de *variação do valor de k*, porque tal não interessa sobremodo a este nosso estudo (Terzaghi, no trabalho citado em ((2)) apresenta algumas dessas causas); mas é de ter em atenção as observações citadas, ao fazer determinações numéricas, para que sempre se tenha presente que os valores encontrados apenas podem defi-

nir ordens de grandeza. Felizmente que a erros sensìvelmente importantes no valor de k não correspondem diferenças da mesma ordem no valor das pressões ou deformações, dado que estas são, como atrás se viu, proporcionais a $\sqrt{k}$; e muito menos ainda nos valores dos momentos flectores nas lajes, que são proporcionais a $\sqrt[4]{k}$.

Vem a propósito chamar a atenção para o facto de que é vulgar também encontrar indicações de valores de k, tabelados, sem menção de certas condições fundamentais em que foram determinados — como a das dimensões da placa metálica que se sobrecarregou. Terzaghi — ((2)) — chama a atensão para o facto e mostra como passar dos valores em ensaios de placas de 1×1 (pé×pé) para outras dimensões.

Outro ponto a ter em especial conta: os valores de k determinados por ensaios de placas devem sê-lo na «fase elástica» (tanto quanto é possível assim chamar à fase das primeiras deformações do solo — sob as acções de menores intensidades). A curva da fig. 6, que relaciona as reacções específicas da sub-base com os assen-

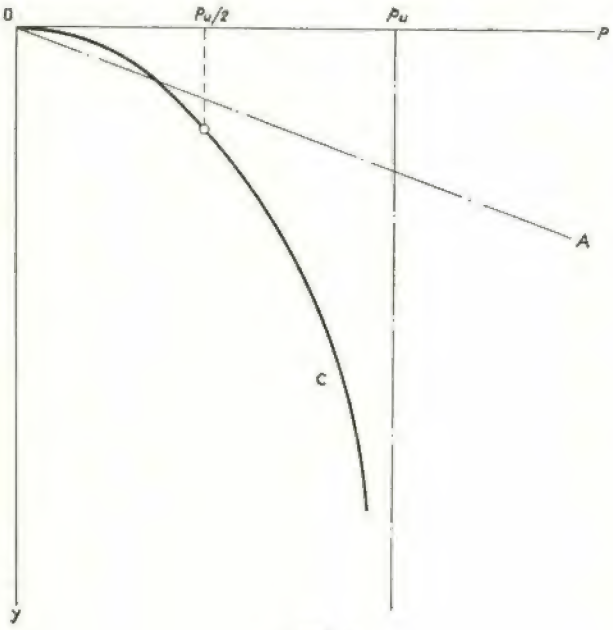


Fig. 6

tamentos, mostra que não há proporcionalidade directa e linear mas que ela se poderá aproximadamente considerar até um valor da reacção da ordem de $p_u/2$ (em que p_u é a tensão de ruptura da sub-base). Esta mesma curva da fig. 6 elucida porque não é legítimo aplicar o princípio da sobreposição de efeitos às deformações, e pressões no solo apoio das lajes, como atrás se afirmou.

6. Observado o que se passa quanto à deformação das lajes dum pavimento de betão, e às pressões máximas transmitidas ao solo-apoio (nas bases dessas lajes) vamos agora procurar ver *como se transmitem as tensões em profundidade, na infra-estrutura, e como esta assenta* sob a acção das cargas dos rodados.

Continua assim a ter-se em conta os dois critérios de segurança — relativos à pressão máxima e ao assentamento — que importa considerar no estudo de qualquer fundação.

Para achar as pressões e os assentamentos nas fundações deste pavimento lembra seguir ou a via teórica ou a via experimental.

Quanto às *pressões*, uma via teórica parece ser a do emprego das equações de Boussinesq, ou melhor, de expressões delas deduzidas no problema de carácter geral no estudo das fundações que é o da transmissão das tensões aos pontos interiores dum solo de fundação.

Num trabalho anterior — ((4)) — recordamos algumas dificuldades e limitações deste problema. As dúvidas começam pelo valor do factor de concentração υ a aplicar na expressão de partida — a que dá o valor da componente vertical da tensão num ponto à profundidade z do de aplicação da carga concentrada Q na superfície do sólido elástico indefinido que se supõe ser a fundação:

$$\sigma_z = \frac{\upsilon \cdot Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \cos^{\upsilon+2} \psi$$

Na aplicação aos pavimentos de lajes, ainda será possível achar a pressão num ponto da linha da acção vertical duma carga aplicada numa laje teórica indefinida, à profundidade z, a partir do conhecimento da intensidade das pressões verticais na base da laje — figs. 2 e 3 — e procedendo por integração a partir daquela expressão.

Basta notar que — fig. 7 —:

$$\begin{cases} dQ = p \cdot 2\pi r \cdot dr \\ p = p_1 \cdot \left(1 - \dfrac{r}{R}\right) \\ tg\ \psi = \dfrac{r}{z} \end{cases}$$

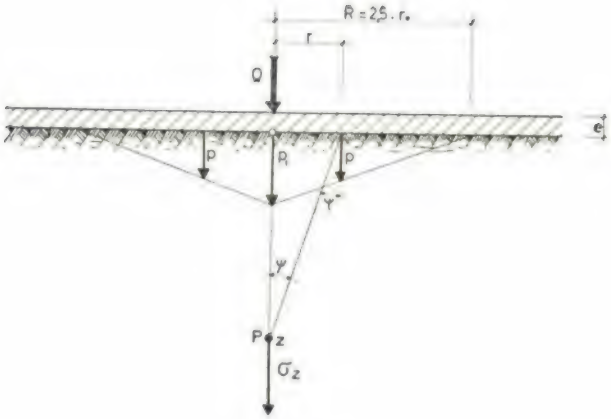


Fig. 7

— supondo o diagrama da fig. 3 equivalente ao da recta que nele se indica.

Mas já nos parece muito difícil deduzir a pressão num outro ponto do maciço da fundação dessa laje e mais ainda a da pressão num ponto de maciço de fundação da laje real, de dimensões limitadas. A consideração das cargas de todas as rodas nos casos práticos possíveis tornará inviável resolver o problema, por via teórica, nos casos reais.

Não se quere dizer, evidentemente, que não seja possível por tal via achar ordens de grandeza significativas das pressões máximas e assim verificar se há segurança pelo que respeita ao deslizamento plástico do solo ou solos de fundação, quaisquer que sejam as suas naturezas. Tal se conseguirá tanto mais aceitàvelmente quanto mais profundo estiver o ponto onde se determina a tensão, pois assim será menor a influência da forma por que se distribuem as pressões na base da laje e será então justificável supor uma forma à qual se apliquem expressões conhecidas ou deduzíveis.

Dadas as dificuldades do procedimento teórico, está indicado usar um procedimento experimental. Nada parece melhor do que a realização de ensaios «in situ» em estradas experimentais. Nestas poderão achar-se as pressões, por exemplo com células captadoras da pressão, introduzidas no solo, como as referidas no relatório da Holanda apresentado em Istambul — ((5)), comunicação B —; o solo de fundação ensaiado era areia consolidada, de usual emprego nesse país.

Nesse relatório apresentam-se resultados de ensaios de sobrecargas sobre pratos metálicos, de diâmetro variáveis. Algumas, dispostas sobre betão cilindrado na espessura de 0,23 m, com a fundação de areia densa, como atrás se mencionou. A fig. 8 apresenta alguns resultados. Podemos aplicá-los aos casos do nosso estudo, pois as condições são muito próximas. Assim obtemos que para uma acção de 4 toneladas (de uma roda) a pressão máxima (na linha de acção da carga) é:

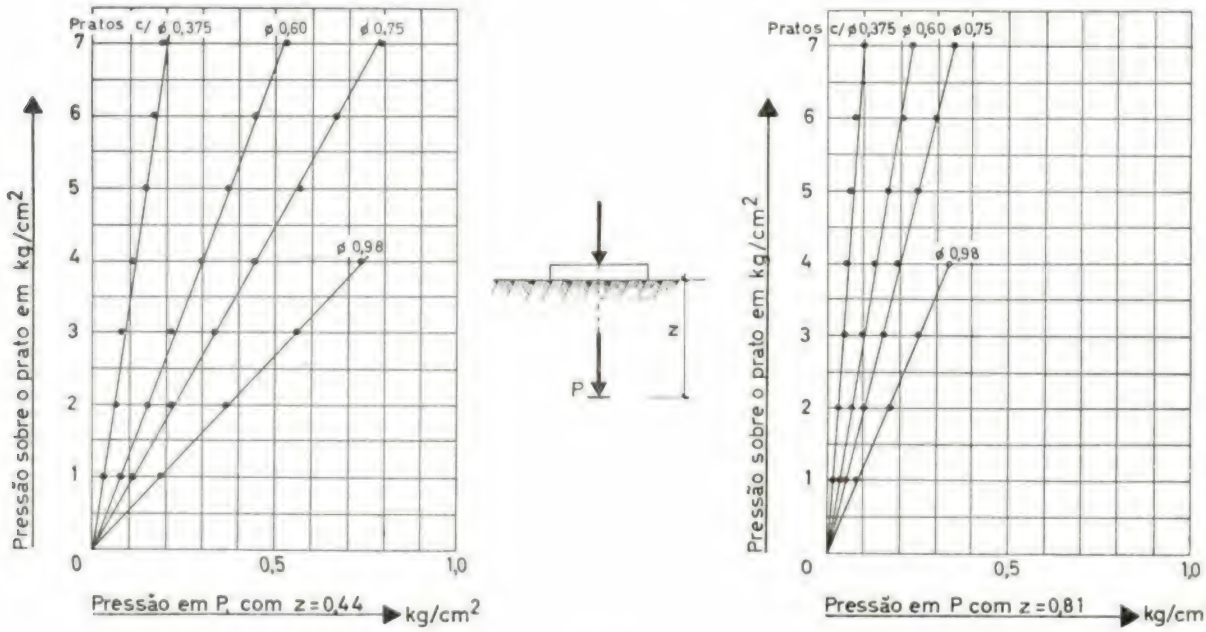
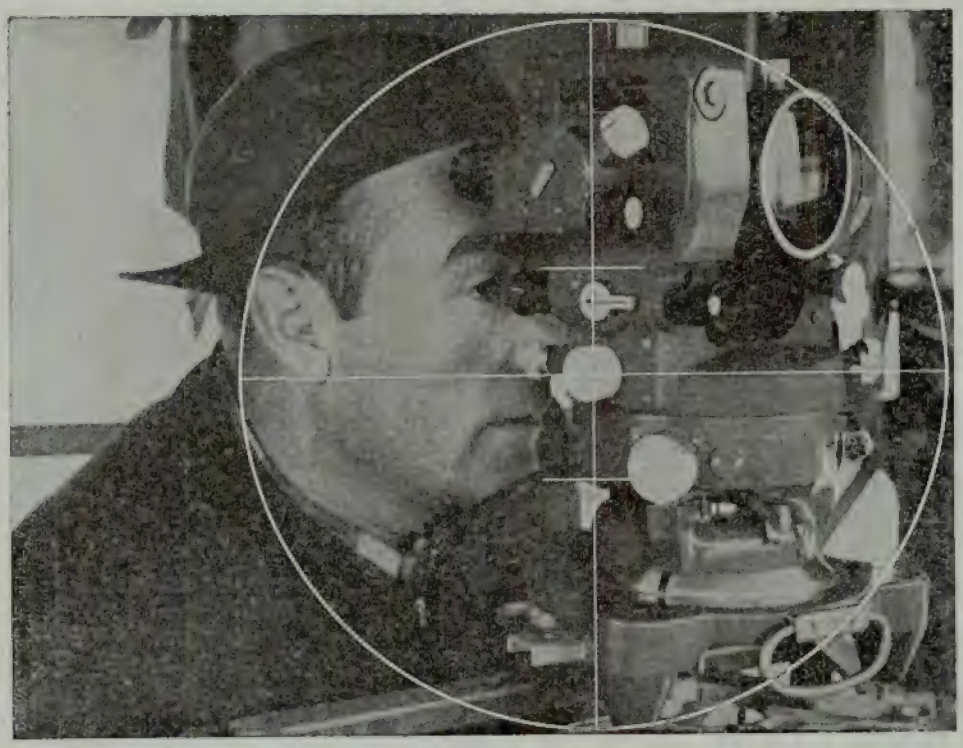


Fig. 8



D K M 2 — O taqueómetro de triangulação de círculo duplo (leitura directa 1 seg.) com múltiplas possibilidades de emprego: Triangulação II.-IV. ordem. Poligonação de precisão. Medição de distâncias por mira de base de invar ou por equipamento de dupla imagem. Observações astronómicas.
Óculo de grande alcance com 30 × de aumento e abertura de 45 mm.
O mais moderno sistema de eixos e de horizontalidade e aperfeiçoada construção do estativo. Operação de centragem muito simples com o novo tripé automático.
Peça o prospecto descritivo.

Kern SWISS

KERN — Instrumentos geodésicos de fama mundial pela perfeição técnica e precisão.

REPRESENTANTES PARA PORTUGAL:

EMÍLIO DE AZEVEDO CAMPOS & C.A, L.DA

RUA DE SANTO ANTÓNIO, 137-145 — PORTO — TEL. 20254/5
RUA ANTERO DE QUENTAL, 17-1.º — LISBOA — TEL. 53366

WORTHINGTON-CORPORATION

U. S. A. e FILIAIS EUROPEIAS

BOMBAS CENTRÍFUGAS:

Horizontais
Verticais para poços profundos
Liga especial para indústrias químicas
Pasta de papel, etc., etc.

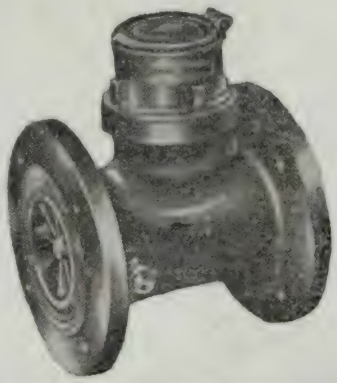
BOMBAS ROTATIVAS DE CARRETOS
BOMBAS ALTERNATIVAS A VAPOR
COMPRESSORES DE AR
TURBINAS A VAPOR - CONDENSADORES

REPRESENTANTES e LICENCIADOS

H. VAULTIER & C.ª

CONTADORES PARA LÍQUIDOS

Sistema "Woltman"



LG

LANGE

De:
50 m/m
a
300 m/m

REPRESENTANTES EXCLUSIVOS:

HIDREL

Técnica de Hidráulica e de Electricidade, Ld.ª

47-A RUA DO ALECRIM 47-B
LISBOA

ASEA

a maior fábrica de material eléctrico da Europa Setentrional

REPRESENTADA EM PORTUGAL PELA

ASEA ELÉCTRICA L.DA

Sede em Lisboa:
Rua de Artilharia Um, 104-4.º D.to
Tel. P P C 68 90 17/8/9

Filial no Porto:
Rua do Campo Alegre, 144
Tel. P P C 6 21 06/7

END. TELEG. ASEAPORT

a) — a 0,44 m abaixo da base do betão . . . . . ≃ 0,10 kg/cm²

b) — a 0,81 m abaixo da base do betão . . . . . ≃ 0,05 »

— para um diâmetro de placa metálica de 0,375 m, mais conforme com as cargas rolantes em estradas. Para um diâmetro de 0,75 m, mais conforme com as rodas sobre as pistas de aeródromos, pode também com toda a facilidade achar-se valores de pressões em profundidade na linha da acção da carga aplicada.

Para fundação de outra natureza — por exemplo, argilosa submersa — chegar-se-ia a valores das tensões ainda mais baixos, como se deduz imediatamente do conhecimento da relatividade dos valores das pressões, já apresentados, nas bases da laje do pavimento.

E a sobreposição dos efeitos das várias rodas dum camião — legitimada por se obterem pressões máximas totais inferiores às do limite elástico —, e ainda a consideração dos casos de aplicação mais desfavoráveis levar-nos-iam às mesmas conclusões:

a) — *os valores das tensões no solo de fundação dum pavimento de lajes de betão são muito baixos, mesmo nas vizinhanças da base da laje, estando em geral muito àquem da carga de segurança do solo;*

b) — *esses valores atenuam-se ràpidamente em profundidade, anulando-se pràticamente para um valor desta em geral de 1 a 2 metros (valor dependente da área da superfície de apoio e da pressão que esta aplica ao pavimento).*

Estas conclusões com as que já obtivéramos ao determinar as grandezas das pressões nas bases das lajes permitem afirmar que *sob o ponto de vista dos valores das tensões nas fundações* as lajes de betão não requerem cuidados como qualquer outro tipo de pavimento, e não requerem mesmo em geral cuidados especiais.

As sub-bases granulosas, que muito se aplicam nos primeiros 10 a 20 cm abaixo das bases das lajes, se bem que melhorem as possibilidades resistentes onde justamente as tensões são mais elevadas, têm em geral outros motivos de aplicação — como adiante se exporá.

Por outras razões, a seguir apresentadas, também se aconselham por vezes certos cuidados, como os de compactação dos aterros para fundações dos pavimentos.

Pelo que se refere aos *assentamentos das fundações* do pavimento devidos às tensões produzidas pelas cargas rolantes, difìcilmente se poderá aplicar, nos casos em que naturalmente estiver indicada (solos de tipo argiloso), a teoria de Terzaghi — ((6)) e ((4)) — dadas as irregularidades de forma da área sobreesforçada e das intensidades dos esforços. Mas a via experimental pode seguir-se, em todos os casos, — mesmo para os solos argilosos, por não ser de considerar a variável tempo, visto que é muito limitado o período do máximo de aplicação duma carga rolante.

É claro que a aplicação da teoria de Westergaard, arbitrando um valor ao módulo de reacção, poderá indicar os assentamentos das lajes, que mais não exprimem que o assentamento total da fundação para a acção das cargas rolantes.

Por via experimental e para o caso da fundação em areia compactada, a citada comunicação do relatório holandês — ((5)) — apresenta um gráfico, que reproduzimos — fig. 9 —, do qual se

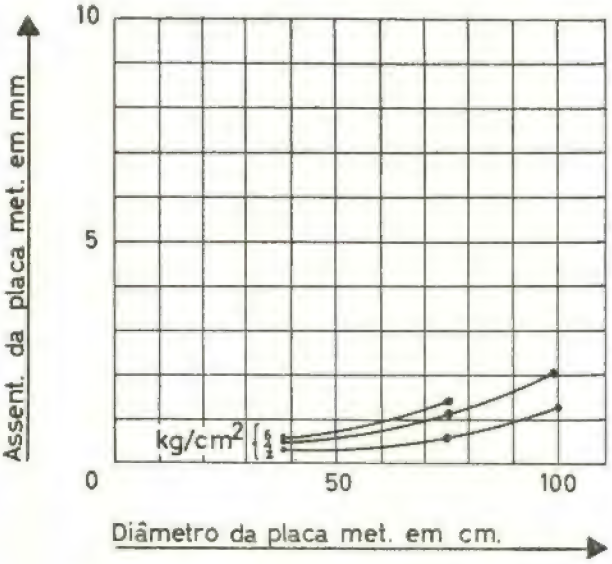


Fig. 9

conclui que por uma carga única de 4 toneladas se obteria um assentamento máximo de ≃ 0,3 mm. Não podemos ficar a saber, por não terem sido indicadas outras determinações, qual o assentamento máximo que produziriam todas as rodas dum camião; mas vê-se a possibilidade de fazer destas determinações em estradas experimentais.

É claro que à segurança das lajes do pavimento

não interessam apenas os assentamentos produzidos pelas cargas rolantes. Outros se poderão verificar: em terrenos naturais em vias de consolidação, em terrenos de aterro mal compactados, em solos de argila expansiva, em solos finos e pantanosos, com variações grandes de nível de lençol de água freática, etc.. A Mecânica dos Solos tem processos de estudar, atacar e resolver a maior parte dessas causas produtoras dos assentamentos. Não nos deteremos nesses processos, para não alongarmos mais este trabalho. Vamos apenas referir alguns casos, notáveis pela sua importância.

O caso de grandes variações de nível de lençol de água em fundações de pavimentos de betão de estradas que se alongam ao lado dos cursos de água: em fundações dessas espessas mas argilo-arenosas ou areno-argilosas e de características físicas e mecânicas mais ou menos constantes na extensão da estrada, as variações do nível da água produzem assentamentos por igual, que não levam a esforços nas lajes, que por isso se podem manter sem fissuras. Já se os solos são muito finos, a simples absorpção capilar das águas freáticas poderá provocar-lhes expansibilidades; se houver depois secura, eles retrairão; estas alternâncias originarão assentamentos e empolamentos que se poderão reflectir, em movimentos verticais desiguais, nas lajes, sobretudo se os referidos solos estiverem na sua vizinhança.

Com solos de tipo semelhante ao anterior, o mesmo se poderá passar por efeito da água das chuvas infiltrada por juntas ou fissuras do revestimento ou pelas linhas laterais de seu contorno.

Em fundações em solos pantanosos esses movimentos podem tomar maiores proporções, por efeito do desaparecimento acidental de microorganismos que neles existam — ((7)) —.

Em solos finos e em regiões sujeitas a temperaturas negativas, o gelar e o degelar da água — infiltrada ou de absorpção capilar — com as correspondentes variações volumétricas, poderão concorrer também para a verificação de assentamentos.

Há também que contar com que, quando os solos imediatamente sob as lajes são muito finos e a água se mistura com eles, pode produzir-se uma lama, a qual, sobrecarregada pelas lajes, poderá ser expulsa pelas juntas do pavimento (para o exterior). É o conhecido efeito de «pumping», verdadeira bombagem exercida nessa lama. Este caso, demasiado frequente, é muito prejudicial para as lajes, pois retira-lhes parte do solo-suporte, justamente próximo das juntas, onde, como mencionamos, são maiores as pressões transmitidas por efeito da passagem das cargas rolantes e coloca-as, em certas circunstâncias, a trabalhar como «consolas».

A análise da importância dos valores dos assentamentos das fundações nas lajes do pavimento não cabe no âmbito deste trabalho. Mas dele são indicação de alguns os tratamentos convenientes para anular, minimizar ou produzir por igual, esses assentamentos.

7. Vimos, assim, que o problema dos assentamentos é aquele que mais deve preocupar — nas fundações dum pavimento de lajes de betão (clássicas): que aparte casos especiais — de solos naturais muito fracos ou sujeitos a outras acções da água, de aterros mal consolidados — em geral é sobre o primeiro metro, ou pouco mais, que devem incidir as cautelas nessas fundações; e que é precisamente na imediata vizinhança das lajes, digamos nos primeiros 10 ou 20 centímetros, que pode haver maiores efeitos de prejuízo para o bom comportamento delas.

Há, pois, que observar com mais cuidado o solo-apoio das lajes nessa curta proximidade.

Há que dar-lhe a resistência mínima necessária, que impedir que sofra assentamentos ou expansões, que o escolher de forma a fazer uma drenagem de águas infiltradas ou de águas ascendentes do lençol freático, a permitir o aumento de volume da água na formação de cristais de gelo em temperaturas muito baixas e a impedir a formação de lamas susceptíveis de «pumping». Tudo isto se consegue com uma *sub-base de material granuloso* — seixos, areias, resíduos de britagem, «tout-venant» de pedreiras, etc. — devidamente compactada (em geral por vibradores especiais) e em granulometria apropriada, que o pode ser dentro de largos limites, como se indica, por ex., em ((3)).

A sub-base granulosa substitui quase sempre com vantagens técnicas e económicas, nos pavimentos de lajes, outros tipos em que se poderia pensar e às vezes se observam em projectos — tipos de solos melhorados ou «macadames».

Abaixo das sub-bases e só em casos especiais

se poderá ter de usar um solo corrigido ou um solo melhorado, por ex.: com as características dum solo-cimento mas de dosagem do ligante ainda mais fraca, ou um solo-cimento.

Nota final

Das figuras do texto as seguintes são reproduções ou adaptações de desenhos da bibliografia:

Fig. 1 — De ((1)).
Figs. 2, 3 e 6 — De ((2)).
Figs. 8 e 9 — De ((5)).

BIBLIOGRAFIA

Entre outros, consultámos os seguintes trabalhos, que referimos no texto:

((1)) — *Neumann (E.) — Las Carreteras Modernas*, tradução do original alemão, Editorial Labor, S. A. — 1955.

((2)) — *Terzaghi (K.) — Evaluation of coefficients of subgrade reaction*, artigo publicado em «GÉOTECHNIQUE, *The International Journal of Soil Mechanics*» n.º 4, vol. V — Dez. 1955.

((3)) — *Concrete pavement design for roads and streets carrying all classes of traffic* — publicação da Portland Cement Association, Chicago.

((4)) — Viseu (Joaquim) — *Breves reflexões sobre alguns problemas da construção — O assentamento das construções fundadas sobre solos argilosos* — revista «Engenharia», Porto n.º 16 — Março/Maio de 1953.

((5)) — (vários autores) — Relatório da Holanda à questão «*Sol des Routes*» do Xe Congrès — Istamboul 1955, da «Association Internationale Permanente des Congrès de la Route».

((6)) — *Terzaghi (K.) — Mecânica Teórica de Los Suelos*, tradução do inglês, Buenos Aires, 1945.

((7)) — *La Route en béton de ciment* — publicação do «Centre d'Information de l'Industrie Cimentière Belge», Bruxelas.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil que, desde 1952, vem executando a função, que lhe foi cometida pelo Regulamento Geral das Edificações Urbanas, de apreciar prèviamente «os novos materiais ou processos de construção para os quais não existam especificações nem suficiente prática de utilização» foi designado pelo Ministro das Obras Públicas para, com outros Organismos Nacionais — da Alemanha, Bélgica, Espanha, França, Itália e Países Baixos —, participar no estudo da constituição duma União Europeia para a Apreciação Técnica na Construção. As razões, objectivos e funções desta União (UEAtc), cujo funcionamento se está iniciando, constam da notícia que a seguir se divulga.

União Europeia para a Apreciação Técnica na Construção

Apreciação de novos materiais, equipamentos e processos de construção

Como consequência do progresso industrial e da evolução social recorre-se cada vez mais, na construção, ao uso de novos materiais e equipamentos e desenvolve-se e divulgam-se novas técnicas de execução.

Esta evolução inevitável levanta numerosos problemas que os técnicos da construção não têm possibilidade prática de resolver por si sós.

Por isso, em alguns países existem Institutos, Centros ou Organismos que, geralmente com a colaboração das entidades interessadas, têm o encargo de apreciar os materiais e equipamentos novos e as técnicas não tradicionais, conferindo-lhes, através de pareceres de apreciação técnica, certificados de aptidão do emprego na construção.

Numa época em que o desenvolvimento do comércio entre os países europeus cada vez mais facilita a livre circulação e troca de materiais, equipamentos e processos de construção, parece necessário, quer para os produtores quer para os utilizadores, generalizar nos diversos países a prática desta apreciação técnica na construção. Igualmente será conveniente que os pareceres de apreciação sejam, em cada país, emitidos e aplicados, em condições tais que a sua validade seja reconhecida pelos outros países.

Por estas razões os representantes dos Institutos, Centros e Organismos Técnicos interessados na apreciação de novos materiais, equipamentos e processos decidem agrupar-se numa União Europeia para a Apreciação Técnica na Construção («Union Européenne pour l'Agrément Technique dans la Construction» — UEAtc) e estabelecem um acordo para:

— Uniformizar as condições segundo as quais os pareceres de apreciação podem ser emitidos.

— Fixar as exigências funcionais comuns para os locais de habitação tendo em conta as condições climáticas.

— Definir, em função do progresso da investigação e dos resultados da experiência, os critérios técnicos a atender nos estudos de apreciação.

— Promover a troca de informações, a coordenação da investigação e a uniformização dos métodos de ensaio e de controle.

— Criar uma comissão europeia de coordenação e de jurisprudência com o encargo, em especial, de assegurar a equivalência dos pareceres de apreciação emitidos nos diferentes países.

A apreciação técnica é realizada pelos membros da UEAtc dispondo dos necessários meios de investigação em laboratório e em estaleiro para ensaiar e estudar os sistemas que lhe sejam submetidos e assegurando a independência e autoridade necessárias para, com a eventual consulta prévia às entidades profissionais interessadas, tomar decisões isentas de qualquer influência particular ou corporativa.

A apreciação técnica complementa-se com o controle periódico, em fábrica ou em estaleiro, do sistema apreciado, no qual poderá ser retirada a aprovação concedida se este controle revelar que as características iniciais provistas ou impostas não são satisfeitas.

Em cada caso a apreciação é válida por um prazo que não deve exceder três anos. Findo este prazo pode ser feita nova apreciação tendo em conta as modificações que a experiência de uso tenha, entretanto, recomendado, e as novas exigências devidas ao aperfeiçoamento técnico.

A apreciação técnica deve ser considerada indispensável pelos técnicos da construção que não podem dispor nem dos meios técnicos nem do tempo necessário para, por si só, formular uma opinião completa, objectiva e circunstanciada sobre a qualidade e as condições de utilização dos materiais, equipamentos e processos novos que lhes são oferecidos.

A apreciação técnica é igualmente necessária aos fabricantes e produtores porque lhes fixa, na falta de normas, as características que os produtos devem possuir para poder ser considerados como tècnicamente satisfatórios. Esta apreciação será também útil para as firmas que pretendam desenvolver as suas actividades nos vários países europeus, visto que a apreciação «reconhecida pela UEAtc» terá validade nos países membros da União.

Actualmente, são membros da UEAtc, os Organismos seguintes:

Bélgica — Institut National du Logement
Espanha — Instituto Tecnico de la Construcción y del Cemento
França — Centre Scientifique et Technique du Batiment
Itália — Organismo em constituição
Países-Baixos — Ratiobouw
Portugal — Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

BETONEIRAS

SIMPLES OU COM

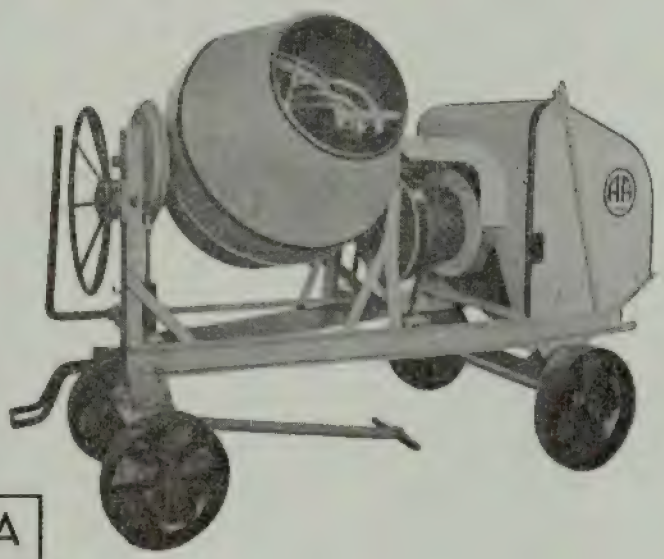
GUINCHO

DE 180 E 210 L.TS

ACCIONADAS POR MOTOR

PETTER

DIESEL OU PETRÓLEO



A MARCA DE CONFIANÇA

30 UNIDADES AO SERVIÇO DE UM SÓ CLIENTE

LISBOA

ALFREDO ALVES & C.A (FILHOS)

E FÁBRICAS VULCANO E COLARES

RUA ACADEMIA DE CIÊNCIAS, 5 — LISBOA — TELEFONES: 317 10/8/9

STAND DE EXPOSIÇÃO: BOQUEIRÃO DO DURO, 38 — LISBOA — TELEF. 66 47 88

Tabelas para o Cálculo de Betão Armado

POR FERNANDO VASCO COSTA

4.ª edição revista e aumentada pelo autor e por

JOÃO D'ARGA E LIMA

Preço 140$00

●

TOPOGRAFIA GERAL

Pelo Eng.º A. C. Xerez

1.º Volume

2.ª edição revista e aumentada

Preço de cada volume 150$00

●

MANUAL DE HIDRÁULICA

Pelo Eng.º Armando C. Lencastre

Preço 150$00

●

Dicionário de Unidades e Tabelas de Conversão

Pelo Eng.º Vasco Costa e Osvaldo Francês

Preço 35$00

Pedidos à "Técnica"

Desconto: 10 % aos assinantes

BIBLIOTECA
FICHEIRO

Classificadores responsáveis:

José Fernando Pinharanda, João Carvalho Marques, António Pires Carreto, José Manuel Gonçalves, Alberto Romão Dias e Rui Rocha Santos

---

Recortar as indicações bibliográficas que formam uma ficha e estão encimadas por CDU (Classificação Decimal Universal).

Colar cada referência num pequeno rectângulo de cartolina de 75 × 125 mm.

Ordenar pelos índices decimais, *começando da esquerda para a direita,* independentemente do número de algarismos que o índice contiver, e respeitando a seguinte regra de arrumação dos sinais auxiliares:

+ / n.os simples : [ ] = (01/09) (1/9) (=) " "A/Z — .0 .00

Consultar, em casos duvidosos, a exemplificação inserida na «Técnica» n.º 218 e seguintes, ou recorrer à Biblioteca da A. E. I. S. T.

Notar que a inserção das fichas nesta publicação respeita a ordem correcta, no intuito de a esclarecer o mais possível.

A comodidade de possuir no próprio local de trabalho um arquivo ordenado e de fácil consulta sobre assuntos que se sabe onde existem, é uma das evidentes vantagens de um ficheiro classificado segundo a CDU.

Os assuntos de que estas fichas são referência ficam patentes à consulta a partir desta data.

ARTIGOS DE REVISTAS

C. D. U. 351

Modelos de mecanización de costos analíticos em la empreza industrial — *Barto Roig Crucat.*

Dyna, 5-961, n.º 5, pág. 314-324.

C. D. U. 526.4

Uber Radialtriangulation — *G. Hankó.*

Acta Technica Hungaricae, 1960, vol. 30, n.º 3-4, pág. 231-257.

C. D. U. 526.6

Statische Koordinatenausgleichung wit Richttungsmessungen, ohne orientierungrichtungen — *I. Hazay.*

Acta Technica Hungaricae, 1960, vol. 30, n.º 3-4, pág. 207-229.

C. D. U. 537.523

La protección de los edifícios altos contra el efecto de las descargas atmosféricas — *Luigi Nicolai.*

Dyna, 5-961, n.º 5, pág. 342-350.

C. D. U. 539.15 : 541.27

Sur la position des éléments de transition dans le système périodique — *Tiberiu Golgotin; Julieta Lind; Angela Luca.*

Bul. Inst. Politehnic de Jassy, 1960, vol. 6 (X), n.º 1-2, pág. 109-114.

C. D. U. 541.27 : 539.15

Sur la position des éléments de transition dans le système périodique — *Tiberiu Golgotin; Julieta Linde; Angela Luca.*

Bul. Inst. Politehnic de Jassy, 1960, vol. 6 (X), n.º 1-2, pág. 109-114.

C. D. U. 544.64/.65 + 545.824

Vacuum X-ray Fluorescence Analysis for Elements with Atomic Numbers between 12 and 22 — *Kurt Tögel.*

Siemens Review XXVIII, (1961), pág. 153-159, 13 figuras, 3 tabelas, bibliografia.

C. D. U. 548.232 : 549.514.51 (469.112)

Contribuição para o estudo morfológico do quartzo dos pegmatitos graníticos da Serra do Gerez — *C. A. Ribeiro de Albuquerque.*

Memórias e Notícias, 1958, n.º 45, pág. 14-21 + 1 est.

C. D. U. 549.514.51 : 548.232 (469.112)

Contribuição para o estudo morfológico do quartzo dos pegmatitos graníticos da Serra do Gerez — *C. A. Ribeiro de Albuquerque.*

Memórias e Notícias, 1958, n.º 45, pág. 14-21 + 1 est.

C. D. U. 549.753.13 (673.123)

Piromorfite de Quinzo-Damba (Angola) — *J. M. Correia Neves.*

Memórias e Notícias, 1958, n.º 45, pág. 5-9 + 1 est.

Aglomerado Negro de Cortiça

... o isolante mundialmente preferido

na construção moderna.

ISOLAMENTOS

TÉRMICOS · ACÚSTICOS E VIBRÁTICOS

IŞOLA

SOC. COM. de ISOLAMENTOS de CORTIÇA, LDA.
Av. António Augusto de Aguiar, 17 - Lisboa
TEL: 47824-41697

Guia de Análise Química das Águas

(Potáveis, Minerais e para a Indústria)

POR

A. Herculano de Carvalho

Professor do Instituto Superior Técnico
e do Instituto de Hidrologia de Lisboa

PREÇO 90$00

Pedidos à «Técnica»

Desconto 10 % aos assinantes

À BEIRA DO MAR DE MÁRMARA

Junto do Golfo de Izmit, cerca de 90 quilómetros a sudeste de Istambul, perto da cidade de Izmit, pode se avaliar o progresso industrial da Turquia. A construção da nova refinaria de petróleos para a Istanbul Petrol Refinerisi A.S. e seus proprietários, a Turkiye Petrolleri A.O. e Caltex, encontra-se numa fase bastante adiantada.

Esta nova refinaria onde se utilizam os modernos processos catalíticos procederá à refinação de 20.800 barris de petróleo bruto por dia, e produzirá uma gama completa de derivados do petróleo bruto, incluindo gasolina, gases liquefeitos, petróleo, óleo Diesel e óleos combustíveis. Os produtos destinam se ao abastecimento do mercado interno na Turquia.

A Organização Kellogg é responsável pelos projectos de engenharia e pela construção desta nova refinaria. O planeamento técnico incluindo a engenharia do processo, a engenharia mecânica da instalação e a maior parte das compras foram coordenados na Kellogg House, em Londres. Organizações interessadas na construção de novas instalações de processo, no Próximo e Extremo Oriente, Austrália e Nova Zelândia, Europa ou África, são convidadas a inteirar-se das vantagens económicas da utilização da Companhia Internacional Kellogg no desenvolvimento de projectos para novas instalações.

M KELLOGG W

KELLOGG INTERNATIONAL CORPORATION

Kellogg House · 7-10 Chandos Street · Cavendish Square · London W.1

A Subsidiary of **THE M. W. KELLOGG COMPANY** NEW YORK

Offices of other Kellogg Companies are in

Buenos Aires · Caracas · Dusseldorf · Paris · Rio de Janeiro · Toronto

C. D. U. 550.42 : 553.631

La géochimie du phosphore dans la Républiquo Populaire Roumaine.
Note III — Le phosphore dans les roches du Flysch des Carpates Orientales — *Cornelia Botez ; Liviu Ionesi.*
Bul. Inst. Politec. Jassy, 1960, vol. VI (X), n.° 1-2, pág. 119-132.

C. D. U. 553.641 : 550.42

La géochimie du phosphore dans la République Populaire Roumaine.
Note III — Le phosphore dans les roches du Flysch des Carpates Orientales — *Cornelia Botez ; Liviu Ionesi.*
Bul. Inst. Politec. Jassy, 1960, vol. VI (X), n.° 1-2, pág. 119-132.

C. D. U. 621.3.002.6 «1959» Metrovick

Work and progress in 1959 — *Foreword.*
M. V. Gazete, 1/3-1960, vol. 31, n.° 486, pág. 4-28.

C. D. U. 621.3.018.46 : 621.825.038 : 629.12.037.1

Acoplamientos electromagnéticos de deslizamiento para impulsiones de hélices de barcos — *Borrs, Helmut.*
La AEG al día, 1957, n.° 1, pág. 21-26.

C. D. U. 621.34.025.3 : 621.873 : 629.12

Accionamientos de corriente trifásica para grúas de a bordo — *Herrmann, Bruno.*
La AEG al día, 1957, n.° 1, pág. 16-21.

C. D. U. 621.311.21 (916)

A Largue New Hydroelectric Power Station in Tasmania — *Herbert Galleth.*
Siemens Review XXVIII, (1961), pág. 101-102, 1 figura.

C. D. U. 621—314.21 015.33

Prédétermination des phénomènes transitoires dans les transformateurs soumis à une tension de choc — *M. Krondl e A. Schleich.*
Bulletin Oerlikon, 12-960, n.° 342/343, pág. 114-136.

C. D. U. 621.314.212.027.84

Record mondial de puissance triphasée d'un groupe de transformateurs monophasés — *Hessen, P.*
Asea-Revue 33 (1961) : 3, pág. 103-106.

C. D. U. 621.311.4 . 621.316.1

La nouvelle sous-station M3 de l'Usine Électrique de Sundsvall — *Dahl, L.*
Asea-Revue 33 (1961) : 3, pág. 83-88.

C. D. U. 621.311.28 : 621.316.7

Dispositifs de commande pour groupes électrogènes — *Hans Amberger e Erich Krestel.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 42-47, 11 figuras.

C. D. U. 621.313.322-82 : 621.311.21 (8

Alternateurs pour une centrale hydro-électrique au Surinam (Amérique du Sud) — *Karlfried Schäfer.*
Revue Siemens 19, (1961), pág. 67-68, 2 figuras.

C. D. U. 621.313.333

Standard Motors — *Hans-Karl Berckmüller.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 93, 2 figuras.

C. D. U. 621.314.2

Large Rectifier Transformers — *Helmut Feyertag.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 81-85, 5 figuras, bibliografia.

C. D. U. 621.314.2

Transformateurs de grande puissance pour installations de redresseurs — *Helmut Feyertag.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 56-61, 5 figuras, bibliografia.

C. D. U. 621.314.213.1.001.4

Essai de destruction d'un transformateur hermétique du type sec — *Sollergren, B.*
Asea-Revue 33 (1961) : 3, pág. 107-109.

C. D. U. 621.314.213 : 547.539.2

Transformadores de clofeno — *Kressmann, Joachim.*
La AEG al día 1957, n.° 1, pág. 43-50.

C. D. U. 621.314.222.8 : 621.314.224.8

Transformadores de intensidad y de tensión combinados — *Allmendinger, Karl.*
La AEG al día 1957, n.° 1, pág. 52-56.

C. D. U. 621.314.222.8 : 621.314.224.8

Nuevos transformadores de medida para tensión media y baja — *Schubert, Friedrich e Woelken, Hans.*
La AEG al día 1957, n.° 1, pág. 50-52.

C. D. U. 621.315.212

Disk Air-Spaced R-f Cables — *Horst-Edgar Martin.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 94-95, 2 figuras

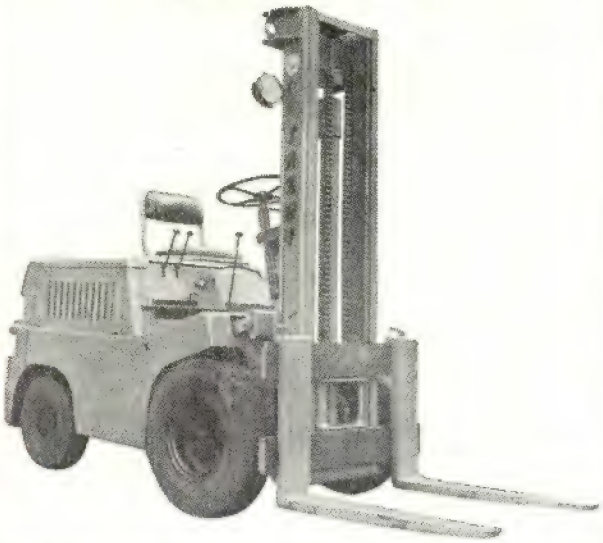
C. D. U. 621 315.221.7 : 669.71.

Cables with Continuously Extruded Aluminium Sheaths — *Hans Borchardt e Walter Thele.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 160-166, 9 figuras, 1 tabela, bibliografia.

C. D. U. 621.315.622.3

New Siemens Long-rod Insulators — *Theodor Wittenzellner.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 88-91, 1 figura, 3 tabelas, bibliografia.

SAXBY



CARROS ELEVADORES TRANSPALETTES
para todos os tipos de mercadorias e materiais

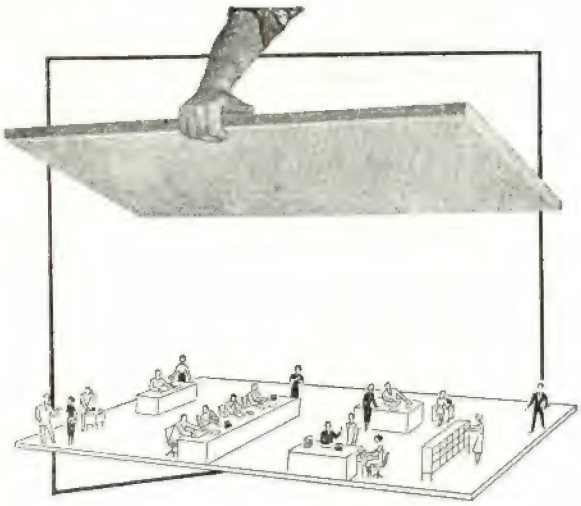
Representantes em Portugal:

AZEVEDO & PESSI, L.DA

Rua Nova do Almada, 46 LISBOA 2

Telefones: 2 03 54 — 2 36 36

Vitrofil



ESTE TECTO

absorvendo os ruídos

aumenta o rendimento do pessoal

- ★ Coeficiente elevado de absorção do som
- ★ Poder isolante elevado
- ★ Fácil aplicação
- ★ Incombustível
- ★ Fácil de limpar

Numerosas referências em cinemas, salas de aula, escritórios, salas de mecanografia, refeitórios, estúdios de rádio e de televisão, oficinas, etc.

NACIONAL FIBRAS DE VIDRO, LDA.
Rua Braamcamp, 15, 2.º Dt.º—LISBOA
Tel. 5 91 50 — 5 91 24

Ericsson

- SISTEMAS TELEFÓNICOS DE TODOS OS TIPOS
- SISTEMAS DE SINALIZAÇÃO
- SISTEMAS DE SONORIZAÇÃO
- APARELHAGEM DE MEDIDA E ENSAIO
- CONTADORES ELÉCTRICOS
- CABOS E APARELHAGEM TELEFÓNICA E ELÉCTRICA

Sociedade Ericsson de Portugal, Lda.

Rua Filipa Folque, 7, 1.º — Telefone (PPC 2 linhas) 5 71 93

PROJECTOS // MONTAGENS // REPARAÇÕES
ASSISTÊNCIA TÉCNICA

C. D. U. 621.316.344.027.26

Armoires d'appareillage pour max. 500 V — *Gott, E.*
Asea-Revue 33 (1961): 3, pág. 89-95.

C. D. U. 621.316.37-523.8

Mimic Diagram Control — A New Control System for Switching Stations — *Ernst Weiland*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 73-77, 4 figuras bibliografia.

C. D. U. 621.316.542 : 537-73

La nouvelle série des disjuncteurs MS pour réseaux à moyenne tension — *G. Marty.*
Bulletin Oerlikon, 12-960, n.º 342-343, pág. 102-113

C. D. U. 621.316.718 : 621.771.232

Control of the Twin Drives of a Plate Mill — *Otto Martin, Claus Schendel e Hans Seyfried.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 200-203, 5 figuras, bibliografia.

C. D. U. 621.316.91

Descargadores de sobretensión con resistencia dependiente de la tensión y via de chispas de extinción — *Rabus, Willy.*
La AEG al día 1957, n.º 1, pág. 38-42.

C. D. U. 621.316.718 : 621.318.435 3 : 681.624.4

Transductor-fed Variable-speed Drives for Rotary Printing Presses — *Werner Leonhard e Walter Preis.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 113-118, 8 figuras, bibliografia.

C. D. U. 621.316.718 : 622.66

Operating Experience gainede with Siemens Transistor Control for Mercury-arc Rectifiier-fed Winders — *Hans-Joachim Henke e Ingemar Neuffer.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 125-127, 6 figuras bibliografia.

C. D. U. 621.317.74

Dispositifs wobbulateurs pour mesures rapides dans la gamme de fréquences de 450 à 8200 Mc/s — *Ludwig Frech e Josef Turban.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 50-56, 6 figuras, 1 tabela, bibliografia.

C. D. U. 621.317.787.1

Ampèreheuremètres pour sous-marins — *Faxö L.*
Asea-Revue 33 (1961): 3, pág. 113-114.

C. D. U. 621.317.785.025

The Long-life Single-phase A. C. Meter W 204 for Load-rate Metering — *Fried Schmidt.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 132-134, 6 figuras.

C. D. U. 621.318.435.322.064 : 622

The Transductor Switch and its Application in Mining — *P. Kändler.*
SEL-Nachr. 9 (1961), n.º 1, pág. 50-53.

C. D. U. 621.39 : 621.311.4

Power Supply System of Mannheim's Communications Building — *Theodor Fried e Karl Braun.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 110-113, 5 figuras.

C. D. U. 621.314.21

Postes de transformation préfabriqués S pour 100 à 250 kVA, tension de série 16 kV — *Konrad Becker.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 146-147, 2 figuras.

C. D. U. 621.315.221.7 : 669.71 : 621.315

Experience gained with Aluminium-sheathed Power Cables — *Friedrich Otten e Lothar Heinhold.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 192-196, 6 figuras, bibliografia.

C. D. U. 621.316.365

Le systeme L 250 — un nouveau système de canalisations életriques préfabriquées avec dérivations amovibles — *Peter Lenhart.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 84-87, 5 figuras, 1 tabela.

C. D. U. 621.316.7 + 621-525

A New Electropneumatic Potentiometer Controller — *Hermann Burkard e Wilhelm Neuse.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 145-149, 7 figuras, 2 tabelas.

C. D. U. 621.317.087

Un analyseur de diagrammes électronique pour l'évaluation des courbes — *Hans Breunig e Hans Kürner.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 107-111, 5 figuras.

C. D. U. 621.317.39 : 531.787 : 536.5 : 532.217

New Monitors for Pressure, Temperature and Level — *Richard Spiess.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 166-170, 9 figuras, bibliografia.

C. D. U. 621.382.2.001.8.002

The Tunnel Diode, a Novel Semiconductor Device — *H. J. Hartmann, M. Michelitsch e W. Steinhäuser.*
SEL-Nachr. 9 (1961), n.º 1, pág. 44-46.

C. D. U. 621.349.9 : 681.171

New Data Storage System for Payroll Accounting — *Karl Krotendorf.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 91-92, 2 figuras.

C. D. U. 621·394.34 : 656.7 (493)

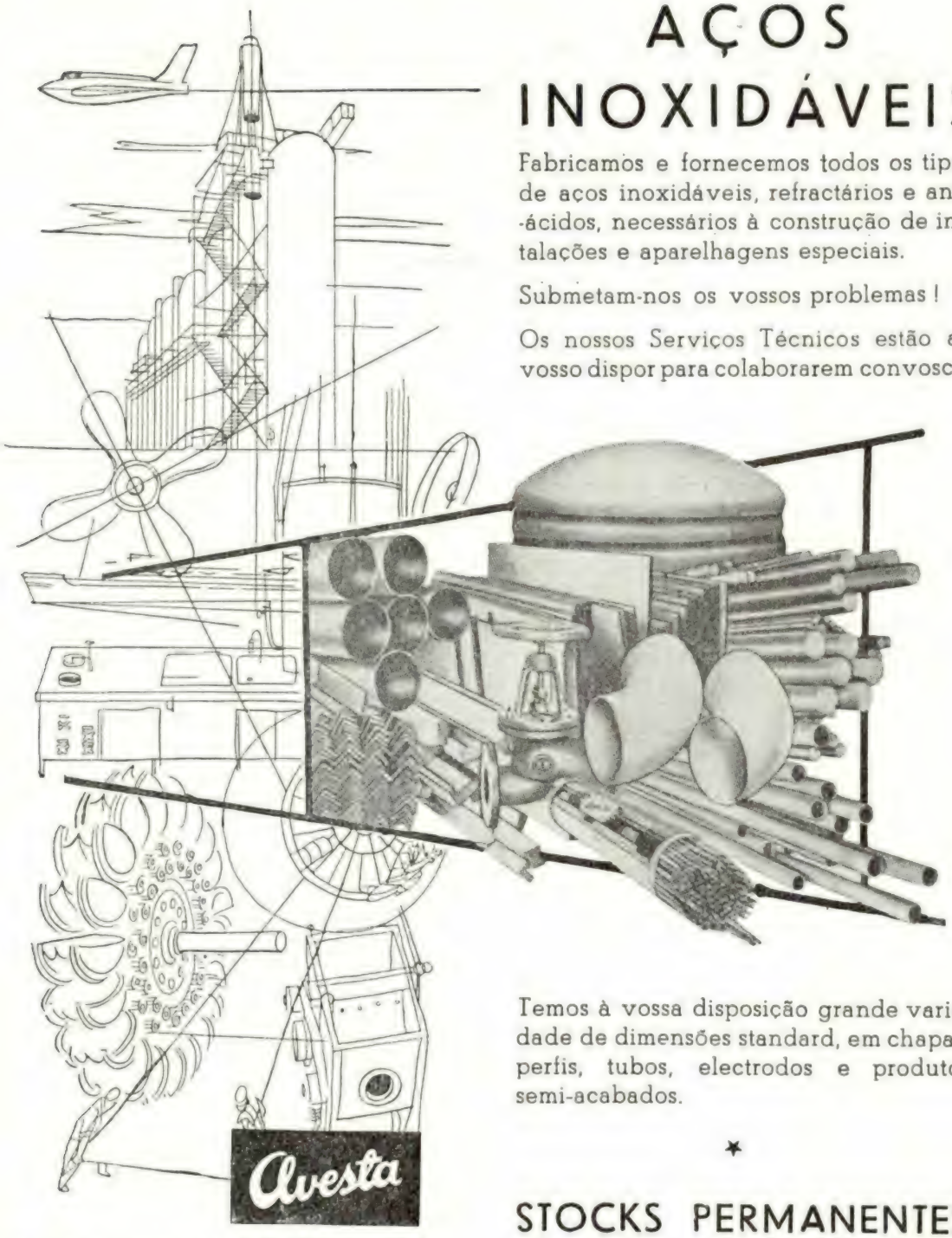
The Teleprinter Switching Center of the Sabena for Fully-and Semi-Automatic Operation — *Winfried Graf.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 205-210, 5 figuras.

AÇOS INOXIDÁVEIS

Fabricamos e fornecemos todos os tipos de aços inoxidáveis, refractários e anti-ácidos, necessários à construção de instalações e aparelhagens especiais.

Submetam-nos os vossos problemas!

Os nossos Serviços Técnicos estão ao vosso dispor para colaborarem convosco.



Temos à vossa disposição grande variedade de dimensões standard, em chapas, perfis, tubos, electrodos e produtos semi-acabados.

★

STOCKS PERMANENTES

AVESTA JERNVERKS AKTIEBOLAG
AVESTA — SUÉCIA

Representantes Exclusivos para Portugal e Ultramar:

A. JOHNSON & Co (PORTUGAL), L.DA

SEDE EM LISBOA:
Praça José Fontana, 11-1.º
Telef. 479 61 — 479 93 — 479 97

FILIAL NO PORTO:
R. Dr. António Granjo, 160/168
Telef. 5 4666

C. D. U. 621.394.324 : 621.396

Radiotelegraph — *Hans Heinrich Voss.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 119-124, 10 figuras, 1 tabela, bibliografia.

C. D. U. 621.395

Estudio económico de los cambiadores de calor en las centrales nucleares — *Virgilio Soria Pérez.*
Dyna, 5-961, n.º 5, pág. 309-313.

C. D. U. 621.395.22

Typical Features and Applications of Modern Pushbutton PBX's — *Helmuth Gallo.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 69-73, 9 figuras, bibliografia.

C. D. U. 621.395.22

Caractéristiques et possibilités d'application des nouvelles installations téléphoniques d'intercommunication — *Helmuth Gallo.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 74-78, 9 figuras, bibliografia.

C. D. U. 621.395.44 : 621.395.74

Multiple Utilization of the VEW Communication Cable Network by Z 6 NT and Z 6 NC Carrier Systems — *R. Schrader.*
SEL-Nachr. 8 (1960), n.º 4, pág. 212-215.

C. D. U. 621.395.44 : 621.315.052.63 : 621.395.742

Transistorized Carrier System Z 1 H for Transmission of Telephone and Telecontrol Channels on HT Power and Communication Lines — *K. Lindig.*
SEL-Nachr. 8 (1960), n.º 4, pág. 198-202.

C. D. U. 621.395.64 : 621.395.44

All Transistor Group Translators and Repeaters for Z 12 Carrier System — *O. Kalb.*
SEL-Nachr. 8 (1960), n.º 4, pág. 177-181.

C. D. U. 621.395.72 (87)

Expansion of EMD Dial offices in Venezuela — *Erich Steger.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 135, 2 figuras bibliografia.

C. D. U. 621.395.72 (82)

Argentina Uses Home EMD Production for Newest Dial Offices — *Gerhard Zimmermann.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 100, 1 figura.

C. D. U. 621.395.72 (91)

EMD Dial Offices in Indonesia — *Herbert Schneiders.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 100-101, 3 figuras.

C. D. U. 621.395.341.6 : 621.395.2

The new telephone installation of the Institute of Tecnology in Hannover — *H. Wehmeier.*
SEL-Nachr. 9 (1961), n.º 1, pág. 62 68.

C. D. U. 621.395.341.8

Distribution des appels dans les installations à postes supplémentaires de grande capacité — *Erika Behlendorff e Franz Kappl.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 35-38, 4 fig., 1 tabela.

C. D. U. 621 395.642.2

Le répétiteur d'impulsions Siemens — *Johann-Friedrich Franzen et Heinz Vogel.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 38-41, 5 fig. bibliografia.

C. D. U. 621.395.613.32 : 621.375.4

Telephone Transmitter with Transistor Amplifier — *Günter Fordan.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 135-136, 2 figuras.

C. D. U. 621.395.722 (55)

Central interurbain et services téléphoniques spéciaux à Téhéran — *Alex Schöller.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 66-67, 2 figuras, bibliog.

C. D. U. 621.395.44 : 621.315.052.7 : 621.382.3

Transistorizing the Carrier System Z 12 — *W. Zaizer.*
SEL-Nachr. 8 (1960), n.º 4, pág. 165-168.

C. D. U. 621.396.4

FM 120/7000 — a Radio Relay System for 4 to 120 Telephone Channels — *Fritz Kaiser.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 85-88, 3 figuras.

C. D. U. 621.396.73-213.44

Walkie-Talkie for Fiery Mines and Industrial Plants Exposed to Explosion Hazards — *Gerhard Dropmann e Walter Pinkernelle.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 77-80, 1 figura.

C. D. U. 621.398 : 621.331

Supervisory Remote Control and Indicating Equipment for Traction Power Supply Systems — *Walter Henning.*
Siemens Review XXVIII (1961), pág. 210-217, 3 figuras, bibliografia.

C. D. U. 621.791.736.3

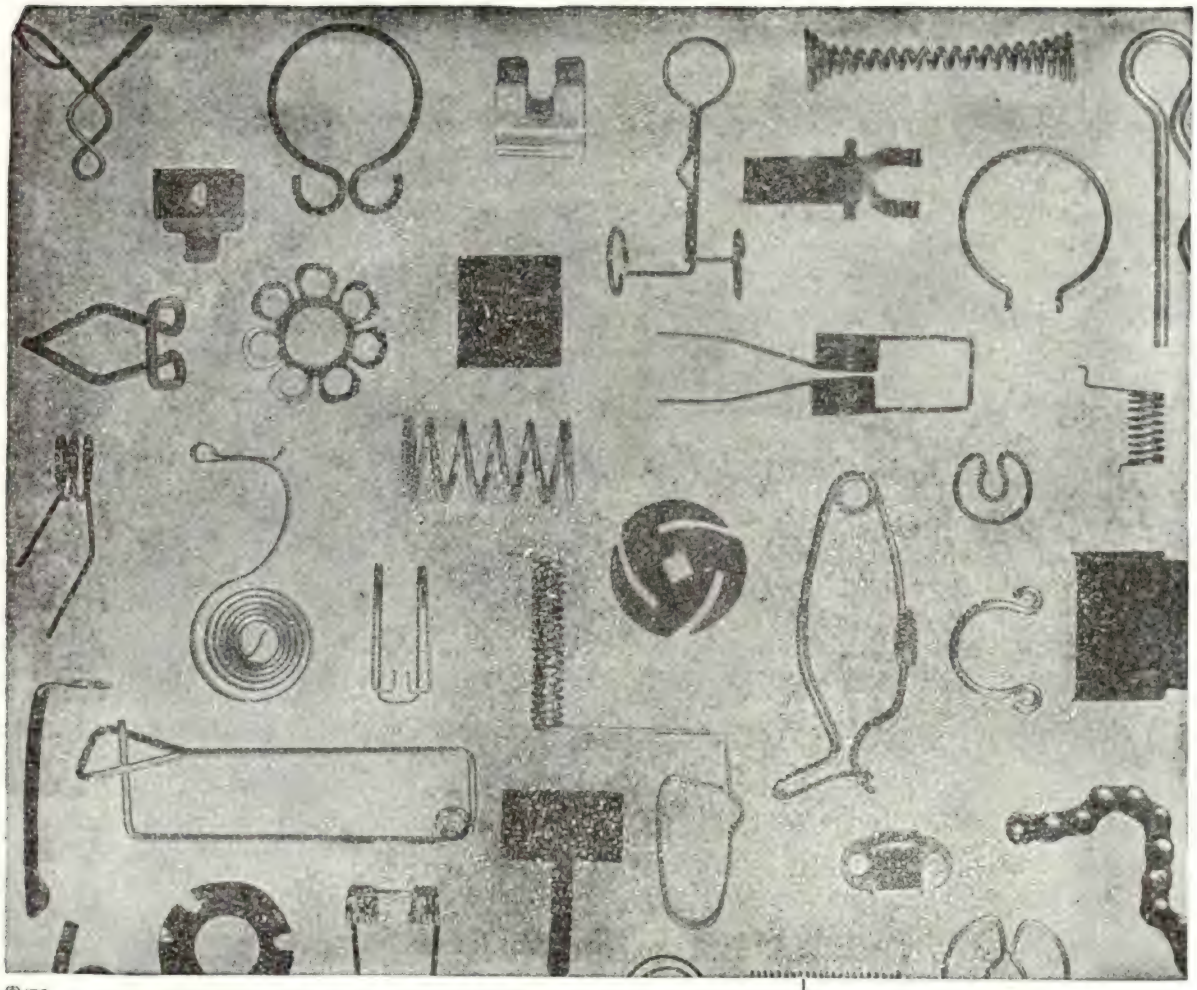
Machines à souder par bossages pour la fabrication de pièces de grandes séries — *Friedrich Czech.*
Revue Siemens 19 (1961), pág. 47-50, 5 figuras, bibliog.

C. D. U. 621.869.6 : 621.025.3 : 629.12

Maquinillas de carga en barcos de corrient trifasica — *Kaut, Edgar.*
La AEG al día, 1957, n.º 1, pág. 8-10.

C. D U. 622.67

Intéressante fourniture de treuils de mine à l'Écosse — *Mark, A.*
Asea-Revue 33 (1961) : 3, pág 95-102.



Φ 178

Quality springs presswork and accessories

Experts in the design and manufacture of springs and presswork for more than 100 years, Terrys are known all over the world for quality and dependability. They produce millions of parts every year—each one precision-made for its specific purpose. Terrys Research Department has a wealth of specialised experience and know-how and will gladly advise on the right design of spring or presswork for your particular problem.

Some of Terrys many accessories

Tool clips
Security Hose clips
Metric spanners
Boxes of assorted springs
Midget spanner sets
Circlips
Flexible shaft
Belleville washer

TERRYS

HERBERT TERRY & SONS LTD, REDDITCH, ENGLAND

C. D. U. 625.172 (52)

Contrôle statistique — *Jiro Onogi.*

Bulletin de l'A. I. du Congrés des Chemins de Fer., 6-961, vol. 38, n.º 6, pág. 510-515.

C. D. U. 625.25

Le frein de chemin de fer. Possibilités d'accroissement de sa puissance et leurs répercussions — *Ernst Möller.*

Bulletin de l'A. I. du Congrés des Chemins de Fer. 5-961, vol. 38, n.º 5, pág. 387-411.

C. D. U. 629.12.015.621.864 : 621.34.025.3

Molinetes para ancla y cabrestantes con accionamiento de corriente trifásica — *Herrmann, Bruno.*

La AEG al día, 1957, n.º 1, pág. 10-16.

C. D. U. 654.1/.9 026 : 728.51 (43-2.1)

Les équipements de télécommunication à l'hôtel du Zoo de Berlin — *Horst Mostler e Heinz Hoffmann.*

Revue Siemens 19 (1961), pág. 147-148, 3 figuras.

C. D. U. 654.14.145 : 681.14-523.8

Long Distance Data Transmission over Telegraph Lines — *J. Lösch.*

SEL-Nachr. 9 (1961), n.º 1, pág. 14-23.

C. D. U. 656 222.4

Étude de la disposition des lignes sur la base du graphique de marche — *G. Zimmer.*

Bulletin de l'A. I. du Congrés des Chemins de Fer., 6-961, vol 38, n.º 6, pág. 445-454.

C. D. U. 656 232 (44)

Le calcul des prix de revient à la Société Nationale des Chemins de fer Français — *Raymond Lartigne.*

Bulletin de l'A. I. du Congrés des Chemins de Fer., 5-961, vol. 38, n.º 5, pág. 370-386.

C. D. U. 656.234

Le chauffage à air chaud des voitures à voyageurs — *S. Doppler.*

Bulletin de l'A. I. du Congrés des Chemins de Fer. 6-961, vol. 38, n.º 6, pág. 481-490.

C. D. U. 656.257

La vérification automatique des fonctions des postes d'enclenchements à tableau de contrôle optique — *Willi Geber.*

Bulletin de l'A. I. du Congrés des Chemins de Fer., 5-961, vol. 38, n.º 5, pág. 412-419.

C. D. U. 656.259

Contrôle electronique de sections de voie — *W. Kaiser e W. Suerkemper.*

Bulletin de l'A. I. du Congrés des Chemins de Fer., 6-961, vol. 38, n.º 6, pág 465/480.

C. D. U. 676

Aplicaciones oleohidráulicas en máquinas para fabricación de papel y similares.

Dyna, 5-961, n.º 5, pág. 328/336.

C. D. U. 676.621

La indústria española de construcción de máquinas ante de las fábricas de papel y celulosa — *José António Oliver Masana.*

Dyna, 5-961, n.º 5, pág. 325-327.

C. D. U. 681.177.2 : 66.022 : 621.929

Punched-card Control for Mixing Plants — *Walther Kirchner.*

Siemens Review XXVIII (1961), pág. 103-106, 5 figuras.

C. D. U. 681.177.2 : 66.022 : 621.929

Punched-card Equipment for the Control of Mixing Plants — *Adolf Reese.*

Siemens Review XXVIII (1961), pág. 106-110, 6 figuras.

C. D. U. 681.177.2 : 66.022 : 621.929

Commandes à cartes perforées d'installations de malaxage — *Walther Kirchner.*

Revue Siemens 19 (1961), pág. 127-131, 7 figuras.

C. D. U. 693.55 : 691.32

Subsídio para o estudo da segurança das construções de betão armado — *Joaquim da Conceição Sampaio.*

Revista da Faculdade de Engenharia — Porto, 1/6-961, vol. 26, n.º 1, pág. 19-37.

C. D. U. 71 : 378 (042)

O ensino do urbanismo — *Antão de Almeida Garrett.*

Revista da Faculdade de Engenharia — Porto, 1/6-961, vol. 26, n.º 1, pág. 3-18.

C. D. U. 711.4

O crescimento das cidades — *Luis Boróbio.*

Binário, 4-961, n.º 31, pág. 221-224.

C. D. U. 712 (469) (042)

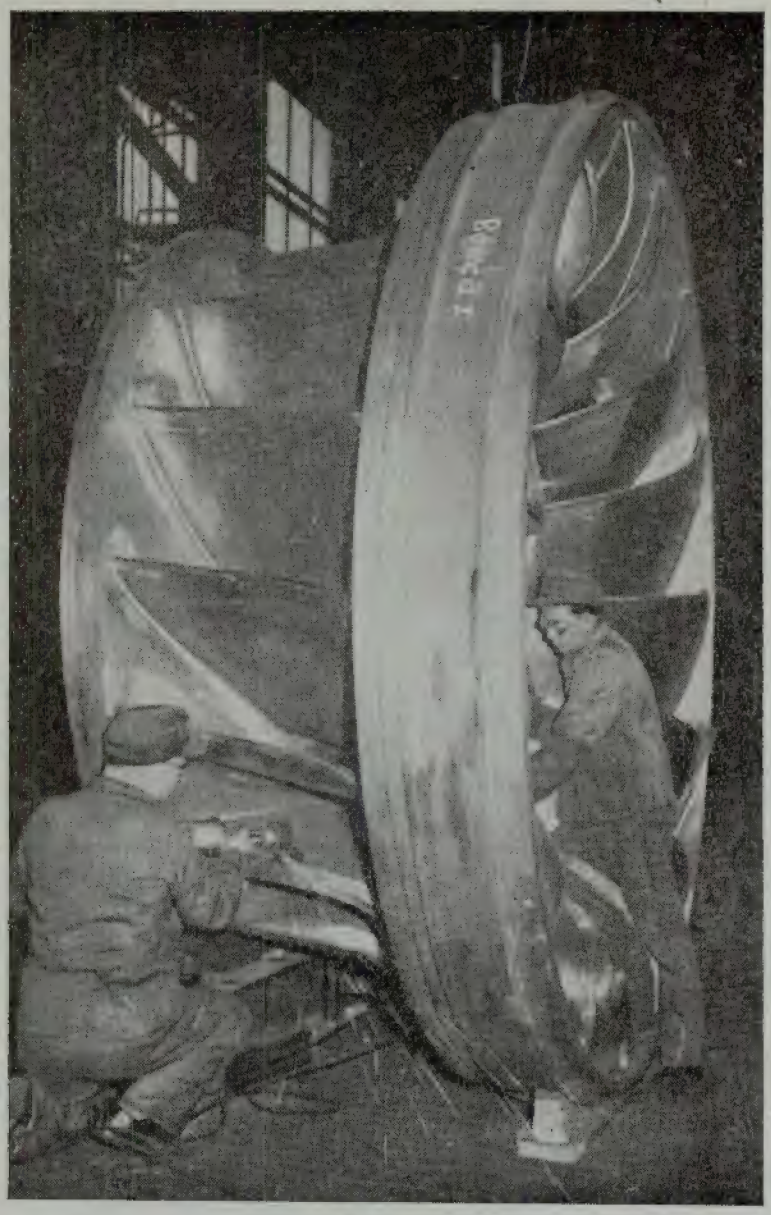
Problemas de recreio e cultura no planeamento : conservação da natureza e parques nacionais — *José Rafael Botelho.*

Binário, 4-961, n.º 31, pág. 207-216.

C. D. U. 72 (46) (061.3)

Espanha : os «pequenos congressos» — *Rafael Echaide.*

Binário, 4-961, n.º 31, pág. 197-202.



As oficinas da firma **J. M. VOITH GMBH** têm tido a oportunidade de participar no aproveitamento dos recursos hidroeléctricos portugueses, fornecendo turbinas construídas de acordo com as concepções técnicas mais recentes.

Desde há muitos anos, as turbinas e bombas hidráulicas, dos mais variados tipos, firmaram o nome **VOITH** em todas as partes do Mundo.

J. M. VOITH GMBH – HEIDENHEIM/BRENZ

ALEMANHA

Representação em Portugal:

SOFOMIL

SOCIEDADE FORNECEDORA DE MÁQUINAS INDUSTRIAIS, LDA.

R. Joaquim Bonifácio, 2-1.º — LISBOA 1 — Apartado 1340

Téleg.: SOFOMIL — Lisboa Telef. 4 05 66 - 4 89 80 - 73 36 39

J.M.Voith

EMPREZA DE
CIMENTOS DE LEIRIA

LIZ
CIMENTO PORTLAND NORMAL

CIMENTO HIDROFUGADO
CIMENTOS ESPECIAIS

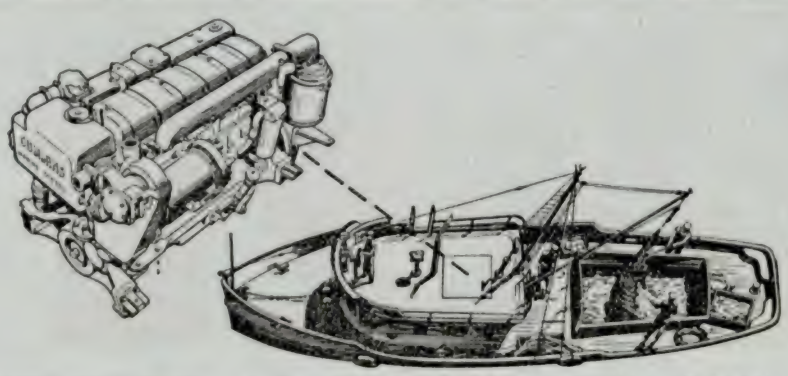
Fábrica de sacos de papel privativa, equipada com os mais modernos mecanismos e uma capacidade de produção anual de 40.000.000—quarenta milhões — de sacos de papel Kraft, de grande capacidade, cosidos e colados, para consumo próprio e fornecimento à indústria nacional

Agentes em todo o país

Fábrica: MACEIRA
LIZ

R. Braamcamp, 7 — LISBOA
Telef. 5 91 61 / 66

Prefira os Diesel marítimos CUMMINS para maiores LUCROS



A linha completa de Cummins compreende robustos motores Diesel leves ou pesados compactos para rebocadores, dragas, batelões, traineiras, barcos de incêndio, e barcos de recreio.
Há modelos de motores Cummins desde 70 a 1.120 hp a fim de dar solução correcta às necessidades de força segundo o tipo de barco, velocidade e género de serviço.
Os motores marítimos Diesel Cummins têm a garantia por um ano sendo aprovados pelo American Bureau of Shipping a Lloyd's Register of Shipping e Board of Steamship Inspection (Canadá).
A fim de reduzir ao mínimo o custo de operação de motores Cummins são a 4 tempos, têm camisas húmidas, protecção contra poeiras e o sistema de combustível «Cummins PT», para a segurança e economia.
Para uma margem suplementar de segurança no mar e tornando mais fácil a manutenção, os motores Marítimos Cummins Diesel utilizam o seguro combustível Diesel N.º 2.

CUMMINS

MIRITA da frota algarvia tem um Cummins NHRS — 6-M

Gladiador de Peniche que tem um Cummins NRTO — 6-M

Eduardo Nuno, «traineira de Matozinhos» equipada com motor Cummins LR — 6-M de 260HP

Para mais informações consulte:
ELECTRO CENTRAL VULCANIZADORA, LDA.

LISBOA — Avenida 24 de Julho, 60-G — Telef. 66 11 76
PORTO — Praça D. João I, 28 — Telef. 2 30 22

Shawnee Poole

MATBRO

DUAS MÁQUINAS QUE SE COMPLETAM

Veículos de transporte próprios para:
Minas, Pedreiras, Obras Públicas, etc.

— Capacidade de carga — 10 toneladas (5,35 m3 — 7 jc)
— Caixa para rocha e alternativamente para terra
— Ângulo de viragem — 110°
— Consumo de gasóleo — 3,5/4 l/h.
— Economia de 50 % no custo total de cada trabalho

Pás-carregadoras sobre pneus

— Modelos com tracção a 2 ou a 4 rodas
— Capacidade de carga até 3.000 lb (1.360 Kg)
— Baldes de 3/4 jc até 2 jc.
— Elevação máxima do braço - 3,81 m
— Consumo de gasóleo — 2 l/h.
— Conversor de binário («Torque Converter») e direcção motorizada, a pedido

Entregas imediatas, salvo venda

As gravuras mostram dois aspectos da utilização de 1 veículo «SHAWNEE-POOLE» e de 1 pá-carregadora «MATBRO» - Modelo M/25» no Couto Mineiro da Bejanca pela empresa *«ESTANA — Fomento de Minas, Ld.ª»*

Peça uma demonstração gratuita ao representante exclusivo:

ESTABELECIMENTOS HEROLD, S. A. R. L.

Rua dos Fanqueiros, 278, 5.º — LISBOA 2

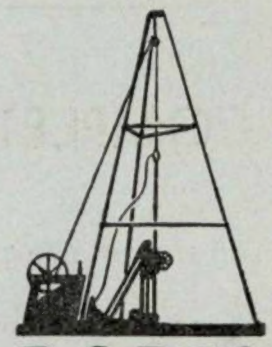
Telefones 2 42 21/2/3

SONDAGENS RÓDIO, L.DA

LISBOA

RUA S. MAMEDE AO CALDAS, 22, 3.º

Telefones: 867165/6,7 ✦ Telegramas: SETANSOL



RODIO

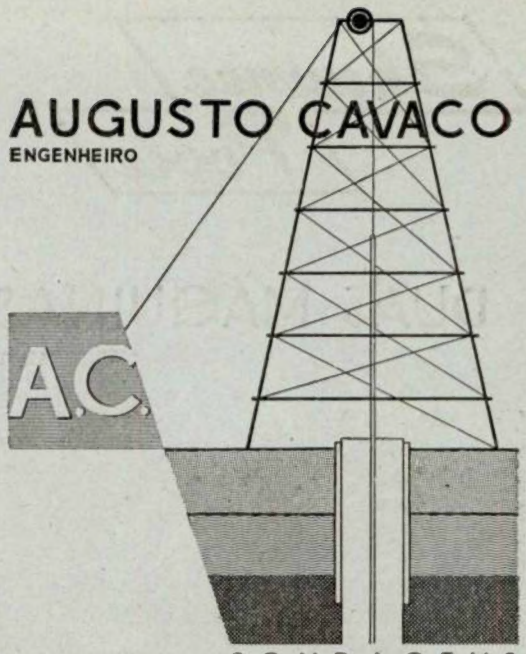
SONDAGENS GEOLÓGICAS
ESTUDOS GEOTÉCNICOS
ESTACAS GUNITA
CAPTAÇÃO DE ÁGUAS
CONGELAÇÃO DO TERRENO
IMPERMEABILIZAÇÃO DE OBRAS HIDRÁULICAS
CONSOLIDAÇÃO DE FUNDAÇÕES
ABAIXAMENTO DO LENÇOL DE ÁGUA

—//—

Engenheiro Chefe: **Walter Weyermann**

AUGUSTO CAVACO

ENGENHEIRO



SONDAGENS
FUNDAÇÕES
CAPTAÇÕES DE ÁGUA
REBAIXAMENTOS
DE NÍVEIS AQUÍFEROS

RUA RODRIGO DA FONSECA, 62- · LISBOA · TELEF. 5 3873

OFICINAS E LABORATÓRIOS
DO

INSTITUTO SUPERIOR TECNICO

As oficinas pedagógicas do Instituto Superior Técnico, de CARPINTARIA DE MOLDE, de INSTRUMENTOS DE PRECISÃO e de ELECTROTÉCNICA, fornecem todo o género de material escolar e de demonstração para o ensino técnico. Nos laboratórios de QUÍMICA ANALÍTICA, FÍSICA INDUSTRIAL E DE MINERALOGIA executam-se análises para o público

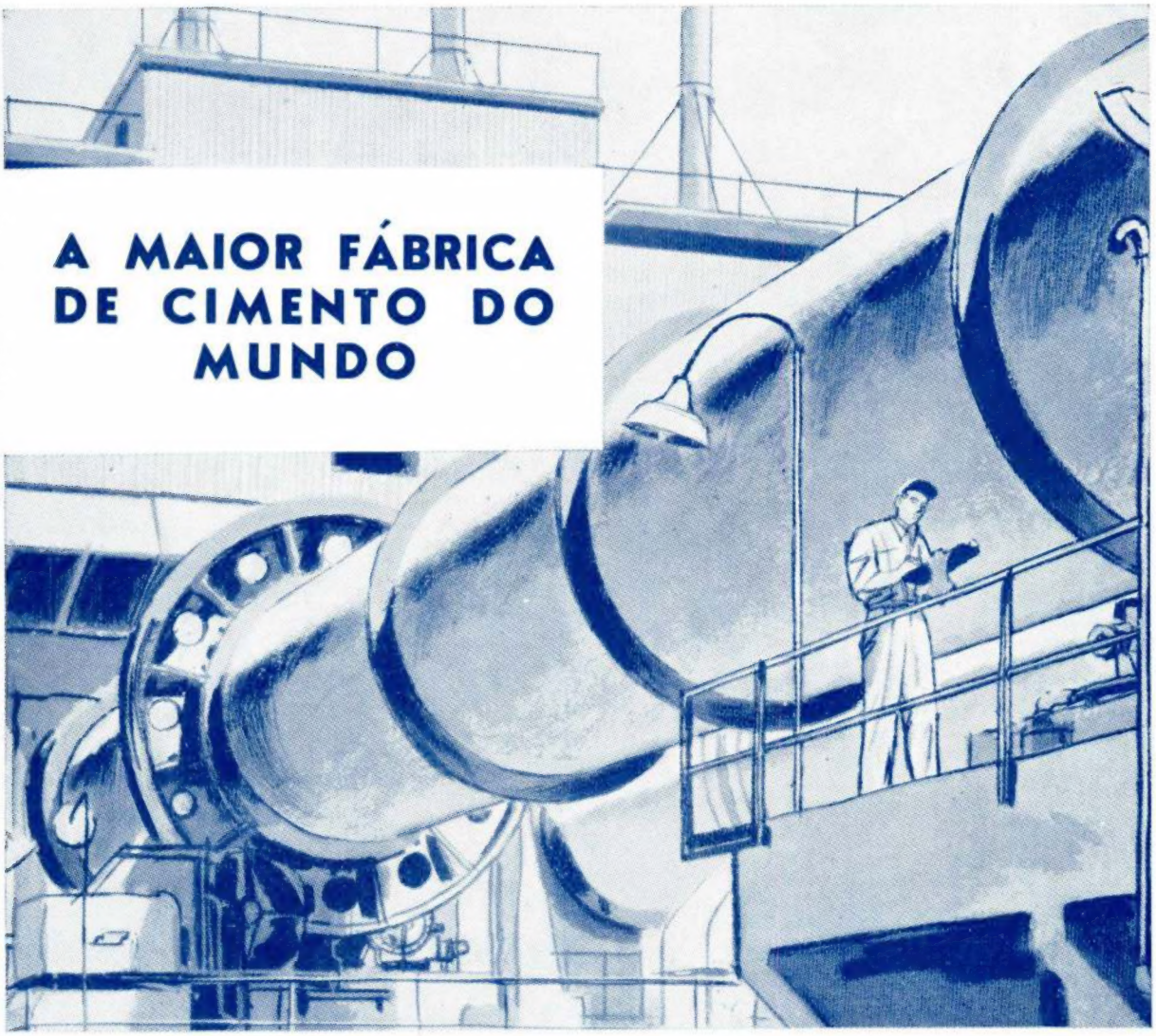
Para quaisquer informações, dirigir-se ao secretário da comissão executiva

Empresa de Sondagens e Fundações

TEIXEIRA DUARTE, L.DA

PR. DA FIGUEIRA, 18. 3.°
TELEF. 3 2774

LISBOA



SUBSTITUIÇÃO DE UMA ENGRENAGEM DE COMANDO (DESPESA SUPERIOR A 250 CONTOS) ADIADA INDEFINIDAMENTE!

Instalada em Alpena, Michingan, encontra-se a maior fábrica de cimento do mundo. Para assegurar uma produção contínua, reduzindo ao mínimo as despesas de manutenção, a Huron Portland Cement Company confia num Plano Mobil de Lubrificação Racional. Eis um exemplo deste compreensivo serviço em acção:

Problema: As engrenagens de quatro fornos estavam a sofrer um desgaste excessivo, o mesmo acontecendo às enormes coroas dentadas cujos dentes se iam tornando tão ásperos que as novas engrenagens sofriam um rápido desgaste depois de instaladas.

Solução: Os engenheiros da Mobil recomendaram um lubrificante com uma composição especial que deteve o desgaste das engrenagens, ao mesmo tempo que ajudou a polir os dentes da coroa.

Resultado: A duração da coroa dentada foi prolongada indefinidamente... 250 contos economizados num só forno.

Outros serviços semelhantes a este têm ajudado continuamente a companhia de cimento a aumentar os lucros devido a um acréscimo da produção... e a uma economia nas despesas de manutenção.

SE TEM QUALQUER PROBLEMA DE LUBRIFICAÇÃO, CONSULTE-NOS.

Mobil

GARANTIA DE ALTA QUALIDADE

3098